



TEKNILLINEN TIEDEKUNTA

# **LIITTORAKENTEISTEN VÄLIPOHJIEN TEHOKKUUSTARKASTELU TEOLLISUUSRAKENTAMISESSA**

Jari Pikkuhookana

RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN TUTKINTO-OHJELMA

Diplomityö

Huhtikuu 2021

# TIIVISTELMÄ

Liittorakenteisten välipohjien tehokkuustarkastelu teollisuusrakentamisessa

Jari Pikkuhookana

Oulun yliopisto, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma

Diplomityö 2021, 80 s. + 9 liitettä

Työn ohjaaja yliopistolla: TkT Antti Niemi

Tämä työ syventyy liittorakenteisten palkkien ja välipohjien mitoitukseen ja niiden vertailuun perinteisiin rakenneratkaisuihin nähden. Työn tavoite on lisätä liittorakenneosaamista ja ymmärrystä liittorakenteisen välipohjan valinnan kannattavuudesta.

Liittorakenneosa on betonista ja teräksestä koostuva rakenneosa, jossa materiaalien rajapinnalla niiden välinen liukuma ja irtoaminen on estetty. Materiaalien välillä on siis leikkausliitos. Liittorakenteilla saadaan tehostettua materiaalien käyttöä ja säästettyä rakentamiskustannuksissa muottityön jäädessä vähäksi tai olemattomaksi. Tämä diplomityö käy läpi erilaisten leikkausliitosten mitoittamisen sekä liittopalkkien ja -laattojen mitoittamisen. Lisäksi työssä tehdään kirjallisuuskatsaus tapaustutkimukseen, jossa verrattiin kahden rakennuksen rakentamisen kustannuksia eri rakennevaihtoehtoilla. Katsauksen perusteella liittorakenteilla toteuttaminen oli halvin vaihtoehto. Työssä tehdään myös kustannusvertailulaskelma liittorakenteisen välipohjan ja perinteisiä rakenneratkaisuja omaavien välipohjien välillä. Liittorakenteiselle ja betoniselle umpilaatalliselle välipohjalle lasketaan myös kasvihuonekaasupäästöt käyttäen lähtötietoina Suomen Ympäristökeskuksen ylläpitämää päästötietokantaa. Lisäksi työssä tehdään vertailulaskelma eri palkkiratkaisujen rakenteellisesta tehokkuudesta.

Tämän työn perusteella voidaan todeta, että liittorakenteinen välipohja on kustannustehokkaampi vaihtoehto kuin betoniset välipohjat. Liittorakenteisen välipohjan kasvihuonekaasupäästöt ovat kuitenkin korkeammat kuin betonisen. Liittorakenteen hiilikädenjäljen laskenta kuitenkin osoittaa, että liittorakenteen teräksen

uudelleenkäytöllä ja kierrätyksellä voidaan päästöissä päästä nettovaikutuksiltaan samaan suuruusluokkaan kuin betonisessa välipohjassa. Aihe vaatii kuitenkin jatkotutkimusta. Useampia esimerkkitapauksia olisi hyvä tutkia, jotta tuloksia voidaan yleistää.

*Asiasanat: liittorakenne, välipohjat, kustannustehokkuus, hiiliekvivalentti*

# ABSTRACT

Comparative analysis on the effectiveness of a composite floor system in the industrial construction segment

Jari Pikkuhookana

University of Oulu, Degree Programme of Civil Engineering

Master's thesis 2021, 80 p. + 9 appendixes

Supervisor at the university: Antti Niemi D.Sc. (Tech.)

This paper studies designing of composite beams and floors and compares those to more traditional structural solutions. The purpose of this paper is to increase knowledge on composite structures and understanding whether it is profitable to choose a composite floor over more traditional solutions or not.

A composite structure consists of steel and concrete. The slippage and separation between these materials have to be prevented. This connection is named shear connection. With composite structures it is possible to minimize the use of materials and save in construction costs, when the need for molding work is close to non-existent. This thesis undergoes the designing of different shear connections along with the designing of composite beams and slabs. Additionally, a literature review about a case-study, where two buildings were constructed with different structural solutions, is conducted. Based on this review, constructing the buildings with composite structures was the cheapest option. This paper also undergoes comparative cost-efficiency calculations between a composite floor and more traditional floor solutions. Global warming potentials for composite and concrete floor are also computed using a database released by Finnish Environment institute as initial data. In addition, a comparative structural efficiency calculation between different beam solutions is conducted.

Based on this study it can be determined that a composite floor is more cost-efficient than those composed of concrete. The global warming potential of the composite floor is nevertheless higher than that of the concrete floor, if the emission-reduction potential based on the recycling of steel is ignored. When this potential, also called carbon

handprint, is noted, the global warming potential of the composite floor is somewhat similar to that of the concrete floor. However, this subject requires further studying. Deeper analysis with more reference constructions should be conducted to generalize the results.

*Keywords: composite structures, floors, cost-efficiency, global warming potential*

# ALKUSANAT

Tämän diplomityön tarkoituksena oli syventyä liittorakenteiden mitoituseseen ja vertailla liittorakenteista välipohjaa perinteisiin rakenneratkaisuihin eri näkökulmista. Aihe oli mielenkiintoinen ja täydensi osaamistani rakennesuunnittelijana. Liittorakenteiden mitoitus on verrattain haastava aihe ja se vaatii ymmärrystä niin teräksen kuin betoninkin mitoitusperiaatteista. Koen työn tekemisen kehittäneen omaa ymmärrystäni ja kykyjäni rakennesuunnittelijana monella eri osa-alueella.

Työ toteutettiin syksyn 2020 ja kevään 2021 välisenä aikana AFRY Finland Oy:n toimeksiannosta, joka myös rahoitti työn. Yrityksen halu kehittää liittorakenneosaamista oli lähtökohtana tämän työn aiheelle. Diplomityö suoritettiin Oulun Yliopiston teknillisen tiedekunnan rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelmaan. Työn tarkastajana ja ohjaajana Oulun yliopistolta toimi TkT ja dosentti Antti Niemi sekä työn ohjaajana AFRY Finland Oy:ltä toimi DI Jukka Tuovila.

Kiitokset ohjaajille sekä insinööri Harri Lopinalle työn kommentoinnista ja suuntaviivoista. Kiitokset myös kaikille työkavereille motivoinnista ja mukana elosta.

Danke auch an meine Partnerin Bettina, du hast mir das alles leichter gemacht.

Oulu, 13.4.2021



Jari Pikkuhookana

# SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

ALKUSANAT

SISÄLLYSLUETTELO

1 Johdanto .....	9
2 Yleiskuvaus liittorakenteista .....	11
2.1 Liittorakenteiden historia.....	11
2.2 Liittorakennetyypit .....	13
2.2.1 Liittopalkit .....	13
2.2.2 Liittolaatat.....	14
2.2.3 Liittopilarit .....	15
2.3 Tyypillisiä käyttökohteita .....	17
3 Liittorakenteiden toiminta ja mitoitus .....	18
3.1 Rakennustavan valinta.....	18
3.2 Liittorakenteen aksiaali- ja taivutusjäykkyys .....	19
3.2.1 Muunnettu poikkileikkaus .....	22
3.3 Leikkausliitos.....	23
3.3.1 Tappiliittimillä toteutettu leikkausliitos .....	23
3.3.2 Tappiliitoksen kapasiteetti.....	24
3.3.3 Pienennyskerroin $k_r$ .....	26
3.3.4 Täydellinen leikkausliitos.....	28
3.3.5 Osittainen leikkausliitos ja leikkausliitoksen aste.....	29
3.3.6 Poikittainen rauditus halkeilun estämiseksi .....	29
3.3.7 Liittolevyn ja betonin välinen leikkausliitos.....	31
3.4 Liittopalkki .....	33
3.4.1 Betonilaatan toimiva leveys, tehollinen leveys $b_{eff}$ ja <i>shear lag</i> -ilmiö .....	35
3.4.2 Positiivinen taivutusmomenttikestävyys, kun plastinen neutraaliakseli betonilaatan umpiosassa.....	38
3.4.3 Positiivinen taivutusmomenttikestävyys, kun plastinen neutraaliakseli terasprofiilin ylälaipassa .....	40
3.4.4 Positiivinen taivutusmomenttikestävyys, kun plastinen neutraaliakseli terasprofiilin uumassa .....	41
3.4.5 Negatiivinen taivutusmomenttikestävyys (jatkuva palkki) .....	42
3.4.6 Leikkausvoimakestävyys.....	45

3.4.7	Leikkausvoiman vaikutus momenttikestävyyteen .....	46
3.4.8	Leikkausliitoksen asteen vaikutus momenttikestävyyteen .....	47
3.5	Liittolaatta.....	48
3.5.1	Positiivinen taivutusmomenttikestävyys, kun plastinen neutraaliakseli on betonin umpiosassa .....	49
3.5.2	Positiivinen taivutusmomenttikestävyys, kun plastinen neutraaliakseli on poimulevyssä .....	51
3.5.3	Momenttikestävyys osittaisen leikkausliitoksen tapauksessa.....	52
3.5.4	Negatiivinen taivutusmomenttikestävyys .....	52
3.5.5	Leikkaus- ja lävistymiskestävyys.....	54
3.6	Elementtimenetelmien käyttö mitoituksessa .....	54
4	Rakenneratkaisujen vertailu .....	55
4.1	Tapaustutkimus (Hicks ym. 2004) .....	55
4.2	Vertailulaskelma 1: Rakenteellinen tehokkuus.....	57
4.2.1	Palkin geometria ja materiaalivekiot .....	58
4.2.2	Laskennan kulku .....	59
4.3	Vertailulaskelma 2: Kustannustehokkuus .....	59
4.3.1	Välipohjaratkaisujen geometria ja materiaalivekiot.....	60
4.3.2	Välipohjan kuormitus ja reunaehdot .....	62
4.3.3	Suunnitteluperusteet ja mitoituksen kulku .....	62
4.3.4	Rakentamiskustannukset .....	64
4.4	Vertailulaskelma 3: Kasvihuonekaasupäästöt .....	65
5	Tulokset .....	67
5.1	Rakenteellinen tehokkuus.....	67
5.2	Kustannustehokkuus.....	68
5.3	Kasvihuonekaasupäästöt.....	71
5.4	Pohdintaa .....	72
5.4.1	Vertailulaskelma 1: rakenteellinen tehokkuus .....	72
5.4.2	Vertailulaskelma 2: kustannustehokkuus .....	73
5.4.3	Vertailulaskelma 3: kasvihuonekaasupäästöt .....	73
5.4.4	Liittorakenteisen välipohjan valinta .....	74
6	Yhteenveto.....	76

## LÄHDELUETTELO

## LIITTEET



# 1 Johdanto

Tässä diplomityössä esitellään betoni-teräs -liittorakenteet ja tutkitaan niiden kannattavuutta erityisesti teollisuusrakentamisen näkökulmasta. Liittorakenneratkaisut ovat suomalaisessa rakentamiskulttuurissa vielä vähemmän käytettyjä ratkaisuja. Riittävää kustannustietoutta eri vaihtoehtojen osalta ei löydy, eikä liittorakenteiden tehokkuutta kantavana rakenteena tunneta. Eurokoodi liittorakenteista julkaistiin vasta vuonna 2004. Kynnys uusien ratkaisujen kokeiluun on rakennusosalalla korkea, sillä kokeiluvaiheesta syntyvää kustannusriskiä ei haluta ottaa ja toisaalta myös urakoitsijat rakentavat mieluummin totuttuja rakenteita. Liittorakenteiden suunnittelutyö on vaativampaa kuin perinteisten betoni- tai teräsrakenteiden ja se myös osaltaan vaikuttaa suunnittelijoiden ratkaisuihin. Liittorakenteista voidaan saada huomattavia etuja rakennusmateriaalikustannuksissa ja rakentamisen nopeudessa. Liittorakenteet toimivat itsensä muottina rakennusvaiheessa, minkä takia muottityö nopeutuu huomattavasti. Tämän takia liittorakenneosaamista kannattaa lisätä ja hyödyntämismahdollisuuksia selvittää. (Lydman 1998, s. 7-9.)

Diplomityössä tutkitaan liittorakenneratkaisujen kannattavuutta eri tilanteissa ja tehdään vertailulaskelmia liittorakenteiden ja perinteisten betonisten rakenteiden välillä. Laskelmissa vertaillaan liittopalkin ja perinteisempien välipohjissa esiintyvien palkkiratkaisujen rakenteellista tehokkuutta sekä erilaisin ratkaisuin toteutettujen välipohjien kustannustehokkuutta. Lisäksi välipohjille lasketaan kasvihuonekaasupäästöt ympäristöministeriön antamien materiaali- tai rakennetyyppikohtaisten hiilidioksidiekvivalenttien perusteella. Palomitoitus ja siitä mahdollisesti aiheutuva palonsuojaus jätettiin tämän työn tarkastelujen ulkopuolelle. Liittorakenteista on julkaistu paljon kirjallisuutta ja tutkimustietoa, mutta vallitsevan rakennuskulttuurin johdosta ne ovat jääneet monille suunnittelijoille tuntemattommiksi rakenteiksi. Tavoitteena tutkimuksessa on lisätä yleistietämystä liittorakenteista eli esitellä liittorakenneratkaisut ja niiden rakenneosat sekä liittorakenteista koituvat hyödyt ja mahdolliset haitat. Työn lukijalle jää hyvä yleiskuva liittorakenteista: miten niitä voidaan hyödyntää, milloin niitä kannattaa hyödyntää ja miten ne mitoitetaan. Tutkimuksessa käydään läpi mitoituksen periaatteet eurokoodien mukaisesti ja pohditaan muita analyysimenetelmiä, kuten elementtimenetelmiä.

Liittorakenteisiin tutustutaan kirjallisuuskatsauksessa ja lisäksi työssä laaditaan vertailulaskelmia liittorakenteista ja tavanomaisista teräs- ja betonirakenteista. Kirjallisuuskatsauksessa käydään läpi erilaiset liittorakenneratkaisut ja niiden toimintaperiaatteet sekä niiden laskentamenetelmät. Kirjallisuuskatsauksessa käydään myös läpi liittopalkkien, -pilarien ja -levyjen yleisimmät tyypit sekä käyttökohteet. Liittorakenteiden historiaa esitellään myös lyhyesti.

Ympäristöministeriö on asettanut tavoitteekseen alkaa ohjata rakennuksen elinkaaren aikaista hiilijalanjälkeä lainsäädännöllä vuoteen 2025 mennessä. Ministeriö julkaisi vuonna 2017 tiekartan, jonka viitoittamana maamme on tarkoitus siirtyä kohti vähähiilisempää rakentamista. Teknologian tutkimuskeskus VTT Oy teki tiekartasta vaikutusarvion vuonna 2018. Sen perusteella vaikuttavin ohjauskeino oli raja-arvo-ohjaukseen perustuva säädösohjaus, jolla voitaisiin päästä puolen miljoonan kasvihuonekaasutonnin päästövähennyksiin vuodessa. Säädösohjaus kohdistuisi selvityksen mukaisesti uudisrakentamiseen ja kytkeytyisi myös rakennuksen käytönaikaisen energiankulutuksen ohjaukseen. (Ympäristöministeriö 2021.)

Kasvihuonekaasupäästöjen laskeminen tulee edellä mainittujen linjausten johdosta olemaan arkipäivää suunnittelutoimistoissa. Suomen ympäristökeskus SYKE on ympäristöministeriön toimeksiannosta maaliskuussa 2021 avannut rakentamisen päästötietokannan sivustolle [co2data.fi](https://co2data.fi). Tämä päästötietokanta tulee luultavammin toimimaan virallisena lähtötietoaineistona päästöjen laskemisessa. Siksi myös tässä työssä lasketaan edellä mainittua tietokantaa käyttäen liittorakenteen kasvihuonekaasupäästöt ja verrataan niitä perinteisempien rakenneratkaisujen aiheuttamiin päästöihin.

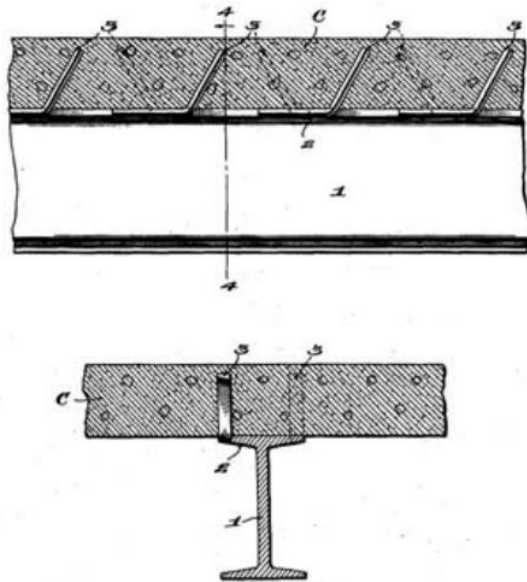
## 2 Yleiskuvaus liittorakenteista

EN 1994-1-1 kohdan 1.5.2.1 määritelmän mukaisesti liittorakenneosa on ”kantava rakenneosa, jossa on betonista ja rakenneteräksestä tai kylmämuovatusista teräksestä valmistettuja komponentteja toisiinsa liitettynä siten, että liitoksissa betonin ja teräksen välinen pitkittäinen liukuminen samoin kuin komponenttien irtoaminen toisistaan pysyy rajallisena”. Komponentit ovat liitetty toisiinsa leikkausliitoksella, joka on saman lähteen kohdan 1.5.2.2 mukaisesti määritelty olevan ”liittorakenneosassa betonin ja teräksen välinen liitos, jolla on riittävä lujuus ja jäykkyys, jotta kokonaisuutta voidaan käsitellä yhdessä toimivana ja komponentit voidaan mitoittaa liitoksen toiminnasta aiheutuville rakenneosan sisäisille kuormille”. Tyypillisimpiä liittorakenneosia, joita myös tässä työssä käsitellään, ovat liittopalkit, liittolaatat ja liittopilarit (EN 1994-1-1, s. 11.)

### 2.1 Liittorakenteiden historia

Betonin ja teräksen välisiä liittorakenteita, siinä muodossa kuin ne tänä päivänä tunnetaan, käytettiin ensimmäistä kertaa Yhdysvalloissa jo yli sata vuotta sitten. Rakenteiden historia ylettyy kuitenkin vieläkin kauemmas 1800-luvun puolivälin tienoille, jolloin betonia alettiin käyttää teräsrakenteiden palosuojauksena. Vähän ajan päästä oivallettiin, että betonisella palosuojalla on vaikutusta rakenteen kuormankantokykyyn. Tästä alkoi betoni-teräs-liittorakenteiden tutkimustyö, jota tapahtui samanaikaisesti eri puolilla maailmaa. (Kakko 1982, s. 34-35.)

Ensimmäiset nykyisenlaiset liittorakenteet olivat taivutettuja rakenteita, ja poikkileikkauksen teräs- ja betoniosien välisen liukumisen vaikutukset tunnistettiin alusta alkaen. (Paananen & Leskelä 2017, s. 16.) Paikallinen auto- ja koneteollisuus synnytti kysynnän tehokkaasti rakennetuille ohuille rossipohjaratkaisuille ensimmäisen maailmansodan jälkeen. Julius Kahnin hakema patentti liittopalkista hyväksyttiin 1926. Kahnin liittopalkissa teräspalkin ylälaipasta leikatut taitteet taitettiin ylöspäin betonin sisään muodostaen mekaanisen liitoksen (kuva 1). Liitoksen tarkoitus oli estää osien välinen vapaa liukuminen. (Kurrer & Pelke 2015.)



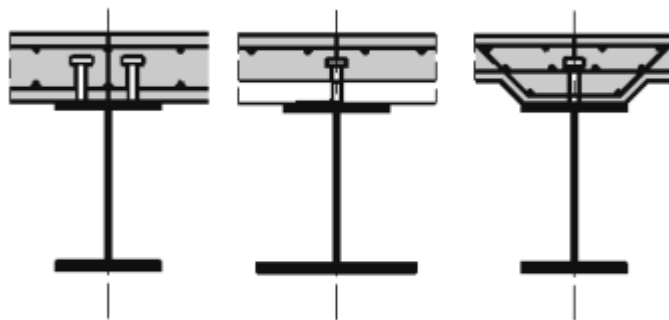
Kuva 1. Kahnin patentoima liittopalkki vuodelta 1926 (mukaillen Kahn 1926).

R. A. Caughey ja W. B. Scottin vuonna 1929 julkaisemassa artikkelissa esiteltiin liittorakenteen taivutusteoria, kun teräs- ja betoniosat ovat täydellisesti liitetty toisiinsa (Paananen & Leskelä 2017, s.16). Kyseisessä artikkelissa ei kuitenkaan esitelty käytännön ratkaisua leikkausliitoksen toteuttamiseksi. Pian artikkelin julkaisun jälkeen Searcy B. Slack suoritti laajoja kokeita liittorakenteisille siltapalkeille. Hän korvasi siihen asti käytössä olleen kitkaliitoksen hitsaamalla teräksen ylälaippaan raudoitusteräksestä koukkuja. (Pelke & Kurrer 2015.) Kuitenkin vasta toisen maailmansodan jälkeen liittorakenteita alettiin käyttää enemmän, kun Saksa aloitti uudelleenrakentamisen. Sodassa oli tuhoutunut paljon teräsrakenteisia siltoja, ja teräksen saatavuuden ollessa heikko piti uusia materiaali- ja kustannustehokkaita ratkaisuja alkaa kehittämään. Saksalainen standardi DIN 1078 vuodelta 1954 oli ensimmäinen pitkälle kehittynyt suunnittelustandardi. Kyseistä standardia käytettiin myös muissa maissa ja se korvattiin vasta, kun eurooppalaiset teräs- ja betoniyhdistykset jatkoivat liittorakenteiden standardien kehittämistä 1970-luvulla ja julkaisivat mallistandardin vuonna 1981. Tätä standardia voidaan pitää nykyisen Eurokoodi 4:n esi-isänä ja se sisälsi samanlaiset rakennetyypit kuin Eurokoodi 4. (Paananen & Leskelä 2017, s.16-17.)

## 2.2 Liittorakennetyypit

### 2.2.1 Liittopalkit

Eurokoodi 4:n kohdan 1.5.2.4 mukaan liittopalkki on ”pääasiassa taivutettu liittorakenneos”. Eurokoodin määrittely ei siis ota kantaa erityisiin palkkimuotoihin, joten tämän työn kohdan 2 liittorakenneosan määrittelyn mukaan liittopalkki voi olla periaatteessa minkä muotoinen tahansa palkki, jossa betoni- ja teräsosat toimivat yhdessä. Yleensä kuitenkin liittopalkki koostuu teräsprofiilista, jolla on joko yksi tai kaksi symmetria-akselia, ja jonka ylälaipan päällä on betonilaatta. Betonilaatta voi olla umpilaatta tai liittolaatta, jossa teräsohutlevyn poimujen suunta on joko teräspalkin suuntainen tai sitä vastaan kohtisuorassa. Eurokoodi käsittelee seikkaperäisesti vain edellä mainitun tyyppisiä liittopalkkeja, mutta on hyvä olla unohtamatta esimerkiksi matalarakennepalkkeja, joita standardi ei sulje pois soveltamisalasta. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 213.) Kuvasta 2 nähdään joitain yleisimpiä Eurokoodi 4:n mukaisia liittopalkkien poikkileikkauksia ja kuvassa 3 on esitetty suomalainen DELTABEAM®-matalarakennepalkki.



Kuva 2. Joitain tyypillisiä liittopalkkien poikkileikkauksia (mukaillen EN-1994-1-1).



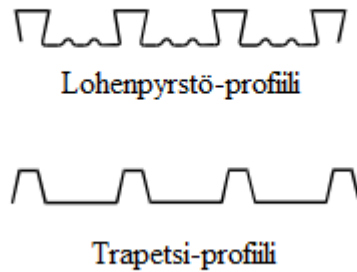
Kuva 3. Suomalainen DELTABEAM®-matalarakennepalkki (Peikko Group).

### 2.2.2 Liittolaatat

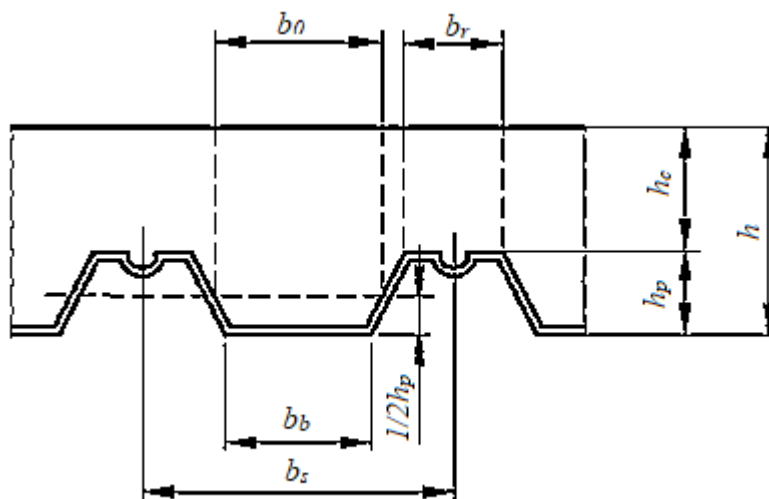
Eurokoodi 4:n kohdan 1.5.2.6 määritelmän mukaan liittolaatta on ”laatta, jossa käytetään liittolevyjä aluksi paikalleen jäävänä muottina, joka sen jälkeen muodostaa kovettuneen betonin kanssa liittorakenteen ja toimii valmiissa laatussa vetoraudoituksena”. Liittolaatat ovat yhteen suuntaan eli poimujen suuntaan kantavia laattoja (Paananen & Leskelä 2017, s. 314). Liittolevyjä on erilaisia, joista yleisimpiä ovat kuvassa 4 esitetyt muodot. Liittolevyn muodon tulee täyttää Eurokoodi 4:n kohdan 9.1.1(2)P vaatimukset. Vaatimuksena muodolle on, että yksittäisen ylöspäin nousevan poimun uumien etäisyys  $b_r$  suhteessa vierekkäisten poimujen keskilinjojen etäisyyteen  $b_s$  on alle 0,6. Kuvassa 5 esitetään graafisesti kyseiset mitat. Liittolevyjen materiaalipaksuus vaihtelee 0,7 ja 1,5 millimetrin välillä (Liew 2018; Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012).

Liittolevyn päälle valettavan betonilaatan tulee täyttää Eurokoodi 4:n kohdan 9.2.1 mukaiset vaatimukset. Laatan kokonaispaksuuden  $h$  tulee olla vähintään 80 millimetriä ja laatan umpibetonin osuuden  $h_c$  tulee olla vähintään 40 millimetriä. Mikäli liittolaatta toimii liittopalkin osana puristettuna rakenteena, tulee laatan kokonaispaksuuden  $h$  olla vähintään 90 millimetriä ja umpibetonin osuuden  $h_c$  tulee olla vähintään 50 millimetriä. Laattaan asetettavan pää- ja jakoraudoituksen tulee sijaita umpibetonissa ja raudoitusta

tulee olla vähintään  $80 \text{ mm}^2/\text{m}$  molemmissa suunnissa. Lisäksi raudoituksen jakovälin tulee olla enintään pienempi arvoista  $2h$  ja  $350 \text{ mm}$ .



Kuva 4. Yleisimmät liittolevyprofiilit.



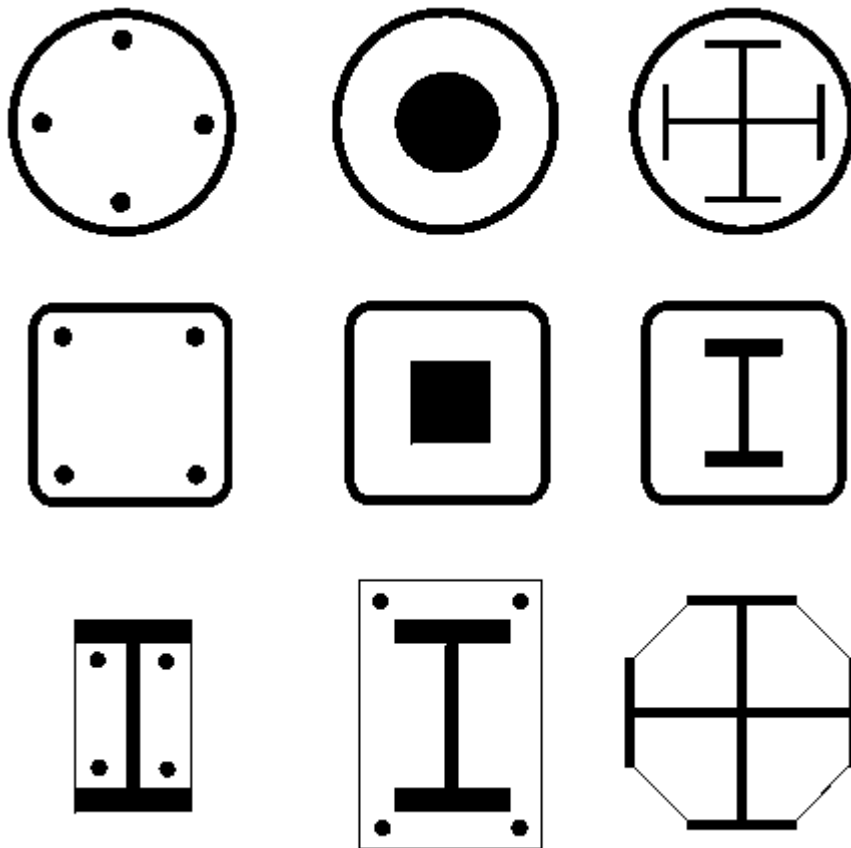
Kuva 5. Trapetsiprofiilisen liittolevyn ja -laatan mitat.

### 2.2.3 Liittopilarit

Eurokoodi 4:n määritelmän mukaan liittopilari on ”pääasiassa puristettu tai puristettu ja taivutettu liittorakenneosa”, joten liittopilarin määritelmään sisältyy mikä tahansa pilari, jossa kantavana materiaalina toimii rakenneteräksen lisäksi raudoitettu tai raudoittamaton betoni. Ensimmäiset liittopilarit olivatkin teräspilareita, jotka vuorattiin betonilla

palosuojaukseksi. Aluksi betonia ei ajateltu kestävyttä lisäävänä materiaalina. Vasta 1970-luvulla tehtyjen kuormituskokeiden jälkeen havaittiin, että teräsprofiiliin liitetty betoni ja sen rauditus muodostavat lujuuksiansa vastaavan osan pilarin kestävydestä. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 183.)

Käytännöllisyyden vuoksi liittopilaripoikkileikkauksilla on useimmiten kaksi symmetria-akselia. Näin ollen molemmilla rakennemateriaaleilla on sama painopiste eikä muuttuvasta momentista aiheudu leikkausvuota materiaalien rajapintaan. Suomessa käytettävät liittopilarit ovat yleensä betonilla täytettyjä teräsputkiprofiileja. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 184-185.) Erilaisia liittopilaripoikkileikkauksia nähdään kuvasta 6, jossa ylä- ja keskirivin vasemmanpuoleiset poikkileikkaukset ovat Suomessa käytettyjä poikkileikkauksia.



Kuva 6. Kaksoissymmetrisiä liittopilaripoikkileikkauksia. Kuvassa poikkileikkauksen rajojen sisään jäävä valkoinen alue on betonia.



## 2.3 Tyypillisiä käyttökohteita

Taivutettuna rakenteena liittorakenteita käytetään tyypillisesti korkeissa rakennuksissa välipohjina. Tehokkaimmillaan liittorakenteinen välipohja on, kun pohjaratkaisu on säännöllinen ja suorakulmainen. Liittorakenteisella välipohjalla saavutetaan matalampi rakennekorkeus ja sitä kautta matalammat kustannukset. Talotekninen varustelu (putket ym.) voidaan yleensä upottaa välipohjan korkeuden sisälle. (Liew 2018.) Liittorakenteisten välipohjien rakentaminen on myös perinteistä betonirakentamista nopeampaa, koska liittolaatassa käytettävä teräsohutlevy toimii betonivalun muottina ja perinteistä muottityötä ei näin ollen tarvitse tehdä.

Taivutetuista rakenteista saadaan materiaalien ominaisuuksien tehokkaamman hyödyntämisen ansioista huomattavan kestäviä ja jäykkiä rakenteita. Kohteissa, joissa tiloihin vaaditaan avaruutta, kuten toimistotilat, ovat liittorakenteet erinomainen valinta. Liittorakenteilla jännevälejä voidaan kasvattaa ja siten vähentää pilarien lukumäärää.

Muita käyttökohteita liittorakenteille korkeiden rakennusten ja toimistorakennusten lisäksi ovat muun muassa ostoskeskukset, elokuvateatterit, sairaalat, teolliset rakennukset, koulut ja niin edelleen. (Rackham ym 2019.)

### 3 Liittorakenteiden toiminta ja mitoitus

Tässä luvussa kerrotaan liittorakenteiden toiminnan periaatteet ja esitellään liittopalkin ja -laatan sekä leikkausliitoksen mitoitus.

#### 3.1 Rakennustavan valinta

Taivutettua liittorakennetta suunniteltaessa on oleellista valita oikea rakennustapa. Rakennustapoja on periaatteessa kaksi, tukematon ja tuettu rakennustapa. *Tukemattomassa* rakennustavassa muottina toimivia teräsrakenteita ei rakennusvaiheessa tueta siirtymiltä kuin rakenteen päistä, jolloin valetun betonin paino ja teräsrakenteiden omapaino ovat teräsrakenteelle alkukuormituksia aiheuttaen teräsrakenteelle alkusiirtymän. Betonin kovettuessa ja leikkausliitoksen syntyessä (ts. liittovaikutuksen syntyessä) rakenteelle aiheuttaa taipumia vain muuttuvat kuormat. *Tuetussa* rakennustavassa teräsrakenne tuetaan väliaikaisesti rakennusvaiheen aikaiselta betonin valukuormalta ja mahdollisesti myös teräsrakenteen omapainolta. Betonin kovettua tarpeeksi tuet poistetaan ja rakenteen omapaino aiheuttaa sille siirtymän. Omapaino vaikuttaa pitkäaikaiskuormituksena, joten sen aiheuttamat virumavaikutukset tulee huomioida suunnitelmissa. Väliaikaisten tukien poisto aiheuttaa rakenteelle tuen reaktion suuruisen rasituksen. Rasitus asetetaan vaikuttamaan tukien kohdille pistekuormana. Tämä pistekuorma on myös pitkäaikaiskuormitus. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 40.)

Rakennustavan valinta vaikuttaa siis oleellisesti liittorakenteen taipumiin. Tuettua rakennustapaa käytettäessä voidaan rakennetta myös esikorrota, jolloin pysyvistä kuormista aiheutuva taipuma voidaan eliminoida. Tämä on lähinnä ulkonäöllisistä syistä, eikä teollisuudessa tällä yleensä ole merkitystä. Taivutetut liittorakenteet rakennetaankin yleensä tukemattomina. Tukemattomalla rakennustavalla eliminoidaan rakenteen omapainosta aiheutuvat taipumat käyttörajatilamitoituksessa, kun valupaineesta aiheutuneella teräsrakenteiden alkutaipumalla ei teollisuusrakentamisessa ole väliä. Betonin pinta pysyy luonnollisesti suunnitellussa korossa, kun betoni toimii pelkkänä kuormana rakennusvaiheessa ja valu suoritetaan suunniteltuun korkoon. Väliaikaisten tukien pystyttäminen ja purkaminen luovat myös ylimääräisiä rakennusvaiheita, jotka vaikuttavat rakentamisen aikatauluun hidastavasti. Aina ei kuitenkaan voida välttyä väliaikaiselta tuennalta, esimerkiksi jännevälien ollessa huomattavan pitkiä.

Tuettomassa rakennustavassa tulee aina varmistaa liittorakenteen teräsosan kyky kantaa betonirakenteen painoa alkukuormituksena. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 40.)

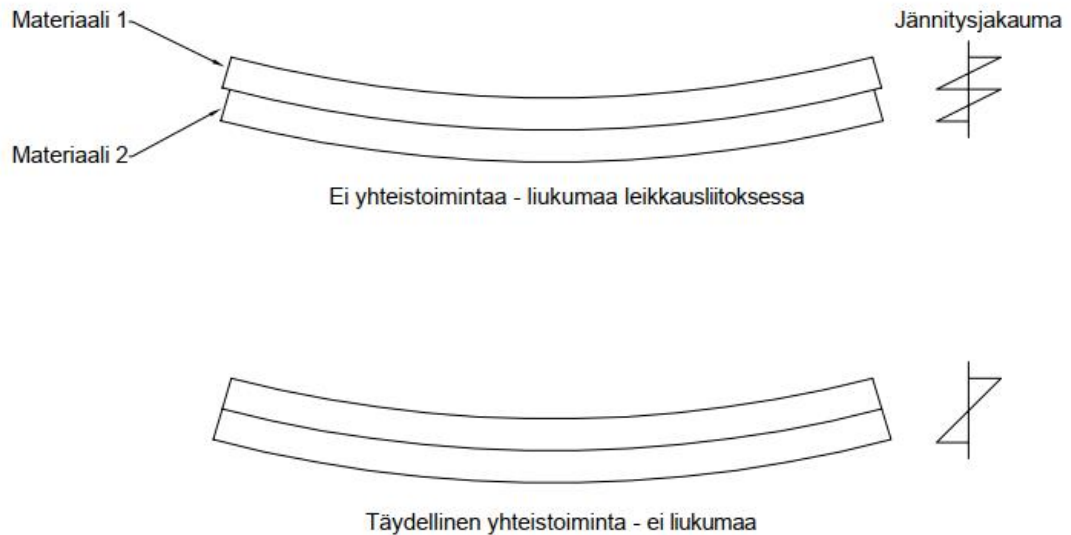
### 3.2 Liittorakenteen aksiaali- ja taivutusjäykkyys

Tarkasteltaessa liittorakenteen taivutusjäykkyyttä, rakenteen eri materiaaleista koostuvien komponenttien oletetaan toimivan *täydellisessä yhteistoiminnassa*. Täydellinen yhteistoiminta tarkoittaa, että rakennemateriaalien välillä leikkausliitoksissa ei esiinny merkittäviä liukumia, jotka vaikuttaisivat rakenteen taivutusjäykkyyteen. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 14-15.) Täydellistä yhteistoimintaa on havainnollistettu kuvassa 7. Taivutusjäykkyyden ollessa  $EI$ , missä  $E$  on materiaalin kimmomoduuli [Pa] ja  $I$  on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti [ $m^4$ ], on poikkileikkaus jäykempi, jos se toimii yhtenä kappaleena kuin jos se toimisi kahtena erillisenä taivutettuna poikkileikkauksena. Jäyhyysmomentin ollessa suorakaiteen muotoiselle poikkileikkaukselle

$$I = \frac{bh^3}{12}, \quad (1)$$

missä  $b$  on poikkileikkauksen leveys [m] ja  
 $h$  on poikkileikkauksen korkeus [m],

on yhden yhtenäisen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti aina suurempi kuin saman kokoisen, korkeussuunnassa osiin jaetun poikkileikkauksen osien omien neutraaliakseliensuhteen laskettujen jäyhyysmomenttien summa. Tämän vuoksi osien välisien liukumien estäminen leikkausliitoksella on erityisen tärkeää.



Kuva 7. Materiaalien välinen yhteistoiminta.

Kuten edellä on mainittu, liittorakenteessa toimii yhdessä kaksi eri rakennemateriaalia, betoni ja rakenneteräs, joilla on eri kimmomoduulit. Liittorakenteelle määritetään taivutusjäykkyys  $(EI)_{com}$ , jossa eri rakenneosien taivutusjäykkyydet lasketaan poikkileikkauksen painopisteakselin suhteen ja yhdistetään olettamalla poikkileikkauksen muodonmuutostilan olevan lineaarinen. Tämä poikkileikkaus taipuu painopisteakselinsa ympäri, jolloin painopisteakseli on myös poikkileikkauksen neutraaliakseli. Painopisteakselin sijainnin ratkaiseminen on analoginen yhdestä materiaalista koostuvan poikkileikkauksen painopisteakselin laskemiseen. Ensin määritetään poikkileikkauksen aksiaalijäykkyys (vrt. poikkileikkauksen pinta-ala), joka on

$$(EA)_{com} = \sum_{j=1}^k E_j A_j, \quad (2)$$

missä  $E_j$  on poikkileikkauksen osan  $j$  kimmomoduuli ja  $A_j$  sen pinta-ala  $[m^2]$ .

Tämän jälkeen lasketaan aksiaalijäykkyyden suuruisen normaalivoiman  $N$  aiheuttama momentti jonkin referenssiakselin, esimerkiksi poikkileikkauksen yläreunan, suhteen (vrt. staattinen momentti). Tämä momentti on siis  $Ne_{top}$ , missä  $e_{top}$  on painopisteen

etäisyys poikkileikkauksen yläreunasta. Normaalivoima  $N$  jakautuu aksiaalijäykkyyksien suhteessa poikkileikkauksen osalle  $j$ . Normaalivoima osalla  $j$  on siis

$$N_j = \frac{E_j A_j}{(EA)_{com}} N. \quad (3)$$

Kokonaismomentin  $Ne_{top}$  on oltava yhtä suuri kuin poikkileikkauksen osien momenttien summa. Poikkileikkauksen osien momentit lasketaan saman referenssiakselin suhteen kuin kokonaismomentti ja referenssiakselin etäisyys osan  $j$  painopisteestä on  $e_j$ . Täten siis

$$Ne_{top} = \frac{\sum_{j=1}^k E_j A_j e_j}{(EA)_{com}} N, \quad (4)$$

josta saadaan

$$e_{top} = \frac{\sum_{j=1}^k E_j A_j e_j}{(EA)_{com}}. \quad (5)$$

Nyt liittorakenteen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys voidaan laskea kaavasta

$$(EI)_{com} = \sum_{j=1}^k (EI)_j = \sum_{j=1}^k E_j \int_{A_j} y^2 dA_j, \quad (6)$$

missä  $y$  on pystysuuntainen koordinaatti [m] neutraaliakselin suhteen.

Taivutusjäykkyys voidaan ratkaista helposti myös Steinerin sääntöä käyttämällä. Tällöin kaava taivutusjäykkyydelle on

$$(EI)_{com} = \sum_{j=1}^k [(EI)_{0j} + e_{0j}^2 (EA)_j], \quad (7)$$

missä  $(EI)_{0j}$  on osan  $j$  taivutusjäykkyys oman neutraaliakselinsa suhteen [ $\text{Nm}^2$ ] ja  $e_{0j}$  on osan  $j$  painopisteen etäisyys [m] liittorakenteen poikkileikkauksen painopisteestä.

### 3.2.1 Muunnettu poikkileikkaus

Liittopoikkileikkauksen taivutusjäykkyys voidaan myös ratkaista käyttämällä muunnettua poikkileikkausta. Muunnettu poikkileikkaus tarkoittaa, että poikkileikkauksen materiaalien poikkileikkaussuureet muutetaan vastaamaan yhden materiaalin  $m$  poikkileikkaussuureita. Yleensä liittorakenteissa materiaalit muutetaan vastaamaan terästä. Käytännössä materiaalien homogenisointi tapahtuu jakamalla materiaalin  $j$  poikkileikkaussuureita  $I_j$  ja  $A_j$  materiaalien  $m$  ja  $j$  kimmokerroinien suhteella  $n = E_m/E_j$ . Koska tavanomaisessa liittorakenteessa on ainoastaan kahta materiaalia, betonia ja rakenneterästä, ei materiaalien homogenisointiin tarvita muuta kuin yksi kimmokerroinsuhde,  $n = E_a/E_c$ , missä  $E_a$  on teräksen kimmokerroin ja  $E_c$  on betonin kimmokerroin. Tällä suhdeluvulla jaetaan betonin poikkileikkaussuureita, jolloin poikkileikkaus homogenisoituu teräkseksi. Tällöin muunnetun poikkileikkauksen poikkileikkaussuureet ovat

$$A_m = A_a + \frac{A_c}{n}, \quad (8)$$

$$I_m = I_a + \frac{I_c}{n} + e_c^2 \frac{A_c}{n} + e_a^2 A_a - e_{top}^2 A_m, \quad (9)$$

missä  $A_a$  ja  $I_a$  ovat teräksen poikkileikkaussuureet,  
 $A_c$  ja  $I_c$  ovat betonin poikkileikkaussuureet,  
 $A_m$  ja  $I_m$  ovat muunnetun poikkileikkauksen poikkileikkaussuureet ja

$$e_{top} = \frac{\frac{e_c A_c}{n} + e_a A_a}{A_m}, \quad (10)$$

missä  $e_c$  ja  $e_a$  ovat betonin ja teräksen painopisteiden etäisyydet [m] poikkileikkauksen yläreunasta.

On otettava huomioon, että kun materiaalit homogenisoidaan yhdeksi materiaaliksi, niiden painopisteiden paikat eivät muutu. Tällöin liittorakenteen poikkileikkauksen painopiste pysyy edelleen samana kuin ennen muunnosta.

### 3.3 Leikkausliitos

Kuten edellä on todettu, liittorakenne vaatii rakenneosien väliin leikkausliitoksen yhteistoiminnan muodostumiseksi. Edellä määritettiin myös käsite *täydellinen yhteistoiminta*. Määritelmän mukaan osien välinen liukuma on estetty leikkausliitoksella niin, ettei sillä ole rakenteen toiminnan kannalta merkitystä. Leikkausliitos ei kuitenkaan ikinä ole ”täydellinen”, eli liitoksessa tapahtuu aina jonkin verran liukumaa. Eurokoodi 4 antaa vaatimukset leikkausliitokselle riittävän lujuuden ja jäykkyyden saavuttamiseksi, jotta yhteistoimintaa voidaan pitää täydellisenä. Nämä vaatimukset käydään läpi myöhemmin tässä työssä. Kun leikkausliitoksen kapasiteetti alittaa täydellisen yhteistoiminnan vaatimukset, puhutaan *osittaisesta yhteistoiminnasta*. Täydellisen yhteistoiminnan kanssa puhutaan *täydellisestä leikkausliitoksesta*, ja vastaavasti osittaisen yhteistoiminnan kanssa *osittaisesta leikkausliitoksesta*. Osittaisen leikkausliitoksen tapauksessa määritetään *leikkausliitoksen aste*, joka tarkoittaa suhdelukua kyseessä olevan osittaisen leikkausliitoksen ja vaatimusten mukaisen täydellisen leikkausliitoksen välillä. (SFS-EN 1994-1-1 s. 79; Paananen & Leskelä 2017, s.101.)

Liittorakenteissa on periaatteessa kahdenlaisia leikkausliitoksia, leikkausliittimillä toteutettuja ja ankkuroinnista syntyviä liitoksia. Näistä ensimmäisessä kyseeseen tulee useimmiten kannalliset tappiliittimet. Liitin voi kuitenkin periaatteessa olla minkä muotoinen tahansa. Päävaatimuksena on liittimen kyky siirtää leikkausvoimia mekaanisesti rakenneosalta toiselle. Eurokoodi 4 kuitenkin keskittyy leikkausliittimillä toteutettujen liitosten osalta vain kannallisiin tappiliittimiin, ja niin myös tässä työssä tehdään (Paananen & Leskelä 2017, s.83).

#### 3.3.1 Tappiliittimillä toteutettu leikkausliitos

Tappiliittimillä toteutettu leikkausliitos voi olla sitkeä tai ei-sitkeä. Liitos on sitkeä, mikäli sillä on riittävä muodonmuutoskyky, jotta plastinen liitosvoimajakauma pystyy kehittymään liitoksen koko pituudella (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 87). Käytännöllisyyden takia liitos suunnitellaan lähes aina sitkeäksi, ja ei-sitkeiden leikkausliitosten käsittely jätetään tämän työn ulkopuolelle. Eurokoodi 4:n kohta 6.6.1.2 antaa sitkeälle liitokselle seuraavat vaatimukset:

- liitoksessa käytettävän kannallisen liittimen nimellishalkaisijan on oltava 16 ja 25 millimetrin välillä
- kannallisen liittimen korkeuden on oltava hitsauksen jälkeen vähintään neljä kertaa nimellishalkaisija
- leikkausliitoksen aste  $\eta$  täyttää kohdan 6.6.1.2 vaatimukset. Leikkausliitoksen asteen laskentamenetelmät esitetään kappaleessa 3.3.5.

Liittopalkkeissa, joiden teräsprofiilissa on samanlaiset laipat ja joiden efektiivinen pituus  $L_e$  on alle 25 metriä, leikkausliitoksen asteelle on olemassa seuraava vaatimus:

$$\eta \geq \max(0,4; 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)(0,75 - 0,03L_e)), \quad (11)$$

missä  $f_y$  on teräsrakenneosan myötölujuus [MPa] ja  $L_e$  on efektiivinen pituus [m] eli liittopalkin jännevälissä olevien positiivisen momentin nollakohtien etäisyys. Positiivinen momentti aiheuttaa vetoa poikkileikkauksen alareunaan.

Efektiivisen pituuden ollessa yli 25 metriä ja laippojen ollessa symmetriset leikkausliitoksen asteen tulee olla suurempi tai yhtä suuri kuin 1.

Kun teräsprofiilin ylälaippa on kolme kertaa pienempi kuin alalaippa ja efektiivinen pituus  $L_e$  on alle 20 metriä, pätee seuraava vaatimus:

$$\eta \geq \max\left(0,4; 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)(0,30 - 0,015L_e)\right). \quad (12)$$

Tämän mallisella teräsprofiililla efektiivisen pituuden ollessa yli 20 metriä leikkausliitoksen asteen tulee olla suurempi tai yhtä suuri kuin 1.

Liittopalkkien, joiden teräsrakenneosan ylälaippa on pienempi kuin alalaippa, mutta suurempi kuin kolmasosa alalaipasta, voidaan sitkeän leikkausliitoksen asteen raja määrittää lineaarisesti interpoloimalla yhtälöistä (11) ja (12). (SFS-EN 1994-1-1 s. 45.)

### 3.3.2 Tappiliitoksen kapasiteetti

Tappileikkausliitoksen kapasiteetin määrää käytettävien leikkausliittimien kapasiteetti ja lukumäärä. Käytettäessä edellisessä kappaleessa määritettyä sitkeää leikkausliitintä



voidaan yhden liittimen kapasiteetti  $P_{Rd}$  [N] laskea Eurokoodi 4:n kohdan 6.6.3.1 mukaisesti kapasiteetin ollessa pienempi seuraavista:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u\pi d^2/4}{\gamma_v} \quad (13)$$

ja

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (14)$$

missä  $f_u$  on tappiliittimen materiaalin murtokestävyys [MPa],  
 $d$  on tappiliittimen varren halkaisija ( $16 \leq d \leq 25$ ) [mm],  
 $\gamma_v$  on osavarmuusluku, jonka suuruus on 1,25,  
 $f_{ck}$  on betonin karakteristinen puristuslujuus [MPa] ja  
 $E_{cm}$  on betonin sekanttikimmokerroin lyhytaikaiselle kuormitukselle [GPa].

Yhtälössä (14) parametri  $\alpha$  saa arvon

$$\alpha = 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad (15)$$

kun  $3 \leq h_{sc} / d \leq 4$  ja arvon

$$\alpha = 1 \quad (16)$$

kun  $h_{sc} / d > 4$ . Parametri  $h_{sc}$  on tappiliittimen nimellinen kokonaispituus [mm], jonka on siis aina oltava vähintään  $3d$ .

Yhtälö (13) laskee itse leikkausliittimen kestävyuden ja yhtälö (14) laskee liittimen ympärillä olevan betonin puristumurtokapasiteetin.

Leikkausliitoksen kapasiteetti [N] on

$$R_q = n_s k_r P_{Rd}, \quad (17)$$

missä  $n_s$  on leikkausliittimien lukumäärä momentin nollakohdasta sen maksimikohtaan ja  
 $k_r$  on liittolevyn muodosta johtuva pienennyskerroin, joka käsitellään seuraavassa kappaleessa (Liew 2018).

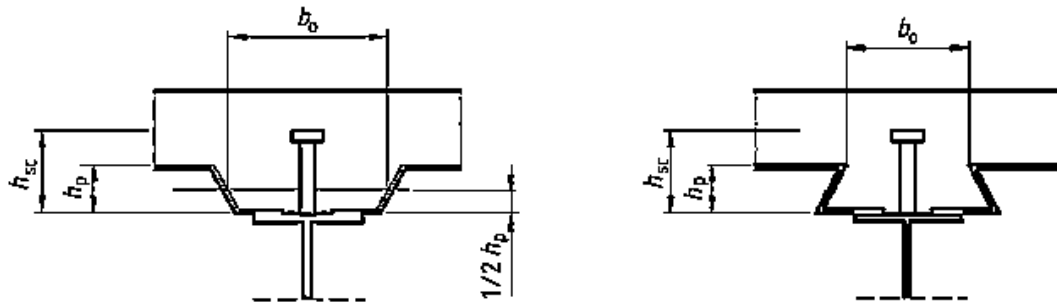
Leikkausliittimen on myös estettävä liitoksen pystysuuntainen eroaminen. Eurokoodi 4:n mukaan liitintapin on kestävä vetovoimaa 10 prosenttia leikkauskestävyydestä. Tämän suuruinen vetokapasiteetti ei muodostu ongelmaksi kannallisia liitintappeja käytettäessä (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 147).

### 3.3.3 Pienennyskerroin $k_r$

Kun leikkausliitos ei ole teräsprofiilin ja umpibetonin välillä, vaan teräsprofiilin päällä on esimerkiksi liittolevy, täytyy leikkausliittimen kapasiteettia laskiessa käyttää pienennyskerrointa  $k_r$  liittolevyn poimujen vaikutuksen huomioimiseksi. Pienennyskerroin laskentatapa riippuu siitä, onko poimut teräsprofiilin suuntaiset vai kohtisuorassa siihen nähden. Poimujen ollessa teräsprofiilin suuntaiset lasketaan pienennyskerroin kaavalla

$$k_r = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0, \quad (18)$$

missä  $b_0$  on poimun leveys [m] (kuva 8),  
 $h_p$  on poimun korkeus [m] (kuva 8) ja  
 $h_{sc}$  on kannallisen tappiliittimen korkeus [m], enintään kuitenkin  $h_p + 75$  mm (SFS-EN 1994-1-1 s.47).



Kuva 8. Teräsprofiili, jonka päällä on palkin suuntainen poimulevy (mukaillen EN1994-1-1).

Teräspalkkia vastaan kohtisuorien poimujen tapauksessa pienennyskertoimen laskenta on hieman monimutkaisempaa. Pienennyskertoimelle on olemassa ylärajat, jotka riippuvat poimun leveydestä, levyn paksuudesta, tappiliittimien lukumäärästä poikkileikkauksessa, tappiliittimen halkaisijasta, korkeudesta ja siitä, onko liitin hitsattu poimulevyn läpi teräspalkkiin vai onko poimulevy rei'itetty. Tappiliittimien paksuus on rajoitettu olemaan enintään 20 millimetriä, kun liitin hitsataan poimulevyn läpi, ja enintään 22 millimetriä, kun poimulevy on rei'itetty liitintappia varten. Myös poimulevyn korkeus  $h_p$  on rajoitettu enintään 85 millimetriin ja poimun leveys  $b_0$  täytyy olla vähintään korkeuden  $h_p$  verran. Kun edellä mainitut kriteerit täytetään, voidaan pienennyskerroin kohtisuoran poimulevyn tapauksessa laskea yhtälöstä

$$k_r = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{r,max}, \quad (19)$$

missä  $n_r$  on poikkileikkauksessa olevien tappiliittimien lukumäärä yhdessä poimussa. Enimmäismäärä on 2 liitintä per poimu. (SFS-EN 1994-1-1, kohta 6.6.4.2.)

Taulukosta 1 nähdään pienennyskertoimen ylärajat  $k_{r,max}$  kohtisuoran poimulevyn tapauksessa.

Taulukko 1. Pienennyskertoimen ylärajat  $k_{r,max}$  kohtisuoran poimulevyn tapauksessa (mukaillen EN 1994-1-1).

Tappiliittimien lukumäärä poimua kohti	Poimulevyn paksuus $t$ [mm]	Halkaisijaltaan enintään 20 mm tapit hitsattuina poimulevyn läpi	Rei'itetty poimulevy ja tapit, joiden halkaisija on 19 mm tai 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1$	0,85	0,75
	$> 1$	1	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1$	0,7	0,6
	$> 1$	0,8	0,6

### 3.3.4 Täydellinen leikkausliitos

Leikkausliitos on täydellinen, kun se täyttää Eurokoodi 4:n kohdan 6.6.2.2 vaatimukset. Tämä on Eurokoodissa selitetty hieman vaikeaselkoisesti, mutta käytännössä leikkausliitoksen kapasiteetin on oltava suurempi kuin pienemmän resultanttivoiman, joka voi kehittyä betoni- tai teräsosaan liittopoikkileikkauksessa. Toisin sanoen

$$R_q \geq \min(R_s, R_c), \quad (20)$$

missä  $R_q$  on leikkausliitoksen kapasiteetti [N] (kaava 16),

$R_s$  on teräsosan veto- tai puristuskapasiteetti [N] ja

$R_c$  on betoniosan puristuskapasiteetti [N] (Liew 2018).

Teräsprofiilin vetokapasiteetti lasketaan Eurokoodi 3:n mukaisesti ja betoniosan puristuskapasiteetti lasketaan Eurokoodi 2:n mukaisesti käyttäen betoniosan leveytenä *efektiivistä leveyttä*  $b_{eff}$ , jonka määritelmä selitetään luvussa 3.4.1.

Yhtälöistä (17) ja (20) voidaan johtaa tarvittava tappiliitinmäärä, jotta täydellinen leikkausliitos saavutetaan. Saatu liitinmäärä jaetaan tasaisesti momentin nollakohdan ja maksimikohdan välille. Jatkuva palkkia suunniteltaessa on otettava huomioon, että palkin kentästä tuelle päin siirryttäessä momentin suunta vaihtuu positiivisesta negatiiviseen ja molemmille momenteille on laskettava tarvittava tappiliitinmäärä erikseen. Saatu kokonaismäärä voidaan jakaa jatkuvan palkin tapauksessa tasaisesti positiivisen ja negatiivisen momentin maksimikohtien välille ja yksinkertaisesti tuetun

palkin tapauksessa positiivisen momentin nollakohdan (tuen) ja momentin maksimikohdan välille. Tarvittava tappiliitinmäärä on

$$n \geq \frac{\min(R_s, R_c) + F_s}{k_r P_{Rd}}, \quad (21)$$

missä  $F_s$  on yhtälön (44) mukainen betonilaatan vetorausoituksen kestävyys [N]. Yksinkertaisesti tuetun liittopalkin tapauksessa tämä termi ei ole mukana kaavassa. (Liew 2018.)

### 3.3.5 Osittainen leikkausliitos ja leikkausliitoksen aste

Leikkausliitos on osittainen, kun sen leikkausvoimakapasiteetti on alle täydellisen leikkausliitoksen vaatimuksen. Osittaiselle leikkausliitokselle määritetään leikkausliitoksen aste. Vaatimukset leikkausliitoksen asteelle esitettiin kappaleessa 3.3. Lisäksi osittaiselle leikkausliitokselle on voimassa seuraavat ehdot:

- Liitintappien tulee olla sitkeitä.
- Liitokseen liittyvän teräsprofiilin poikkileikkausluokan tulee olla 1 tai 2.
- Osittaista leikkausliitosta ei saa suunnitella negatiivisen momentin alueelle, vaan liitoksen on oltava näillä alueilla täydellinen. (SFS-EN 1994-1-1, kappale 6.2.1.)

Leikkausliitoksen aste määritetään seuraavasti:

$$\eta = \frac{R_q}{\min(R_s, R_c)} = \frac{n_s}{n_f}, \quad (22)$$

missä  $n_s$  on käytettävissä oleva tappiliittimien määrä ja  $n_f$  on täydelliseen leikkausliitokseen tarvittava tappiliittimien määrä. (Liew 2018.)

### 3.3.6 Poikittainen rauditus halkeilun estämiseksi

Leikkausliitoksen välittäessä leikkausvoimia betoni- ja teräsosan välillä leikkausliittimet aiheuttavat betoniin leikkausliitoksen suuntaisia jännityksiä. Näistä pituussuuntaisista jännityksistä aiheutuu myös poikittaissuuntaisia jännityksiä pistemäisestä kuormittajasta lähtevän jännitysvuon leviämisen vuoksi. Poikittaisjännitykset pyrkivät halkaisemaan betonin leikkausliitoksen suuntaisesti, jolloin laattaan on suunniteltava rauditus halkeilun estämiseksi. Eurokoodi 2:n kohdan 6.2.4 mukaisesti uuman ja laippojen eli

tässä tapauksessa teräsprofiilin laatan läpi ulottuvan uumajatkkeen ja T-mallisen poikkileikkauksen laippojen välinen leikkausjännitys [Pa] lasketaan yhtälöstä

$$v_{L,Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f L_s}, \quad (23)$$

missä  $\Delta F_d$  on laipassa (betonilaatassa) olevan normaalivoiman muutos tarkastelupituudella [N],

$h_f = h_c$  on betonilaatan umpiosan korkeus [m] ja

$L_s$  on tarkastelupituus [m], eli momentin maksimi- ja nollakohdan etäisyys.

Liittopalkin tapauksessa  $\Delta F_d$  on pienin arvoista  $R_c$ ,  $R_s$ , ja  $R_q$ . Tulee myös huomioda, että T-mallisen poikkileikkauksen tapauksessa leikkautumispintoja on yleensä kaksi, jolloin leikkausjännitys jaetaan puoliksi näille pinnoille. Esimerkiksi reunapalkin tapauksessa leikkautumispintoja on kuitenkin vain yksi. Leikkauspinta voi olla Eurokoodi 4:n kuvan 6.15 mukaisesti myös erityyppinen. Tällöin termi  $h_f$  on leikkautumisviivan pituus.

Kuvan 9 mukaisella ristikkomallilla voidaan ratkaista tarvittava poikittaisraudoituksen määrä. Pituussuuntainen voima  $F_L$  pituusyksikköä kohden [N/m] on

$$F_L = v_{L,Ed} h_f = \frac{\Delta F_d}{L_s}, \quad (24)$$

jolloin poikittaissuuntainen voima  $F_H$  [N/m] on

$$F_H = \frac{F_L}{\cot \theta}, \quad (25)$$

missä suunnittelija antaa suurelle  $\cot \theta$  arvon väliltä 1,0 ja 2,0 kun betoni on puristettu (positiivinen taivutusmomentti) ja väliltä 1,0 ja 1,25 kun betoni on vedetty (negatiivinen taivutusmomentti). (SFS-EN 1992-1-1 s. 90; Liew 2018.)

Poikittaisraudoitus pituusyksikköä kohti [m<sup>2</sup>/m] on siten

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{F_H}{f_{yd}}, \quad (26)$$

missä  $s_f$  on raudoituksen jako [m] ja  $f_{yd}$  on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo [Pa].

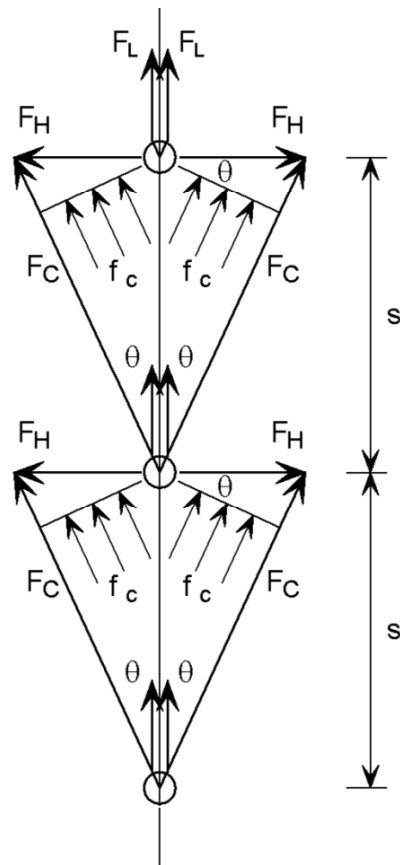
Jotta vältetään betonin puristumurtumiselta, tulee leikkausjännityksen täyttää ehto

$$v_{L,Ed} < v f_{cd} \sin \theta \cos \theta, \quad (27)$$

missä  $f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [Pa] ja

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (28)$$

missä  $f_{ck}$  on betonin puristuslujuuden nimellisarvo [MPa]. (Liew 2018; SFS-EN 1992-1-1 s. 86.)



Kuva 9. Ristikkomalli poikittaisraudoituksen voimasuureiden selvittämiseksi.

### 3.3.7 Liittolevyn ja betonin välinen leikkausliitos

Liittolevy liittyy betonilaattaan ankkuroitumalla tai mekaanisesti. Ankkuroitumalla syntyneen liitoksen leikkauskestävyyden laskentaan on olemassa kaksi tapaa: empiirinen

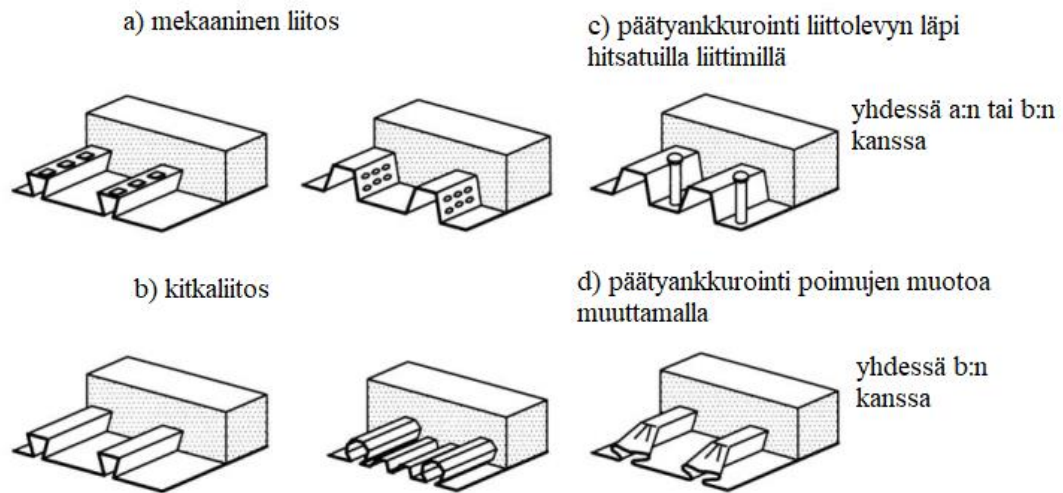
*m-k*-menetelmä ja sitkeän liitoksen teoria. Molemmat tavat perustuvat laattakokeisiin eikä liitoksen laskentaan ole olemassa analyttistä menetelmää. *M-k*-menetelmässä liitoksen kapasiteetti määritetään laskemalla kertoimet *m* ja *k* käyttämällä suurinta pystysuuntaista leikkausvoimaa, jolla laatta murtuu (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 251). Sitkeän leikkausliitoksen teoriassa määritetään kokeellisesti liitoksen ankkurointilujuus  $\tau_{u,Rd}$  ja sen jälkeen liittolevylle lasketaan ankkurointipituus  $L_{sf}$ , jossa ankkurointivoima kykenee pitämään liittolevyn plastisen vetovoiman tasapainossa. Toisin sanoen

$$L_{sf} = \frac{A_{pe} f_{yp,d}}{b \tau_{u,Rd}}, \quad (29)$$

missä  $L_{sf}$  on pienin ankkurointipituus, joka pystyy pitämään liittolevyn plastisen vetovoiman tasapainossa [m],  
 $A_{pe}$  on poimulevyn leveydellä  $b$  [m] oleva tehollinen poikkileikkaus [m<sup>2</sup>],  
 $f_{yp,d}$  on poimulevyn tehollinen mitoituslujuus [Pa] ja  
 $\tau_{u,Rd}$  on liitoksen ankkurointilujuus [Pa]. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012 s. 244-245.)

Liittolevyn ankkuroitumisvoimaa ei kuitenkaan käytännössä lasketa, vaan liittolevyissä on koneellisesti valmistettuja huulloksia, jotka toimivat mekaanisina liittiminä levyn ja betonilaatan välillä. Liittolevyn toimittaja varmistaa levyn huullostien leikkausvoiman siirtokyvyn. Toinen tapa varmistaa liittolevyn ja betonilaatan yhteistoiminta on päätyankkurointi, jolla estetään liittolevyn liukuma betonin suhteen. Kuvassa 10 on esitetty erilaisia tapoja, millä liittolevy kiinnittyy betoniin. (Liew 2018.)





Kuva 10. Liittolevyn ja betonin välisiä liitoksia (mukaillen Liew 2018).

### 3.4 Liittopalkki

Poikkileikkauksen kestävyysä laskettaessa on olemassa kaksi laskentamenetelmää: plastisuusteoria ja kimmoteoria. Kimmoteoriaa voidaan käyttää ehdoilla jokaista rakennetta mitoittaessa, mutta plastisuusteoriaa käytettäessä on poikkileikkaukselle olemassa jäyhyysvaatimuksia. Näiden teorioiden oleellisin ero on jännitysten jakautuminen poikkileikkauksessa. Kimmoteoriassa poikkileikkauksen jännitykset saavuttavat myötörajan neutraaliakselin suhteen kauimmaisissa pisteissä ja näiden pisteiden välillä jännitys jakauma on lineaarinen. Neutraaliakseli sijaitsee pintakeskiössä. Myötäämistä ei tapahdu ja muodonmuutokset palautuvat alkuperäiseen tilaan kuormituksen poistuttua.

Plastisessa teoriassa poikkileikkauksen osaan tai koko poikkileikkaukseen kehittyy myötörajan suuruinen jännitys. Rakenteeseen muodostuu plastinen nivel ja muodonmuutokset eivät enää palaudu alkuperäiseen tilaan. Plastisia kestävyysä laskettaessa oletetaan, että koko poikkileikkaus on plastisoitunut. Tällöin neutraaliakseli sijaitsee voimien tasapainoehdon mukaisesti pisteessä, jossa ollessaan veto- ja puristusjännitysten resultanttivoimien suuruus on yhtä suuri. Yhtä materiaalia olevassa poikkileikkauksessa neutraaliakselin paikka on pisteessä, jossa neutraaliakselin molemmille puolille jää pinta-alaltaan yhtä suuri osa poikkileikkausta. Mikäli

poikkileikkaus muodostuu useammasta materiaalista, kuten liittorakenteet tekevät, on tällöin otettava huomioon materiaalien eriävien myötörajojen vaikutus resultanttivoimien suuruuteen.

Rakenteita mitoitettaessa pyritään välttämään kimmoteorian mukaista mitoitusta. Kimmoteorialla laskettaessa rakenteesta ei saada niin paljon kapasiteettia kuin plastisuusteorialla laskettaessa. Lisäksi tällöin on otettava huomioon betonin viruman ja kutistuman sekä rakennustavan vaikutukset muodonmuutoksiin. Myös poikkileikkausluokassa 4 tehtävän uuman redusoinnin aiheuttama neutraaliakselin uudelleensijoittuminen aiheuttaa lisätyötä.

Liittopoikkileikkauksen plastista momenttikestävyyttä  $M_{pl,Rd}$  tarkasteltaessa mitoitus perustuu seuraaviin olettamuksiin:

- Betonissa esiintyy vain puristusjännityksiä, eli sen vetolujuus on nolla. Betonin jännitys jakauma on samanlainen kuin perinteistä betonista taivutettua rakennetta laskiessa, eli se on suorakaiteen muotoinen ja sen suuruus  $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$ .
- Betonin lujuusluokka on enintään C60/75 ja sen puristuma  $\varepsilon$  enintään 0,0035.
- Teräsprofiili plastisoituu kokonaan, eli poikkileikkausluokan täytyy olla riittävän korkea (1 tai 2). Teräkseen syntyvä plastinen jännitys on  $f_{yd} = f_y / \gamma_0$ . Näin ollen teräspoikkileikkauksen kokonaan plastisoituessa sen alkujännitystila ei vaikuta liittopoikkileikkauksen momenttikestävyyteen  $M_{pl,Rd}$ .
- Teräspalkin ja betonilaatan väliset liukummat eivät vaikuta poikkileikkauksen jännitystilaan, mikäli osien välinen leikkausliitos on riittävä kestävä kehittämään edullisimman voimien uudelleenjakautumisen.
- Neutraaliakselin paikka lasketaan puristus- ja vetojännitysresultanttien voimatasapainon perusteella. (Johnson 1995, s. 79)

Sillä, sijaitseeko neutraaliakseli teräspoikkileikkauksen uumassa, ylälaipassa vai betonilaatan umpiosassa, on vaikutusta siihen, miten liittopoikkileikkauksen positiivinen plastinen taivutuskestävyys lasketaan. Momenttikestävyyden laskemiseksi on ensin määriteltävä betonilaatan tehollinen leveys.

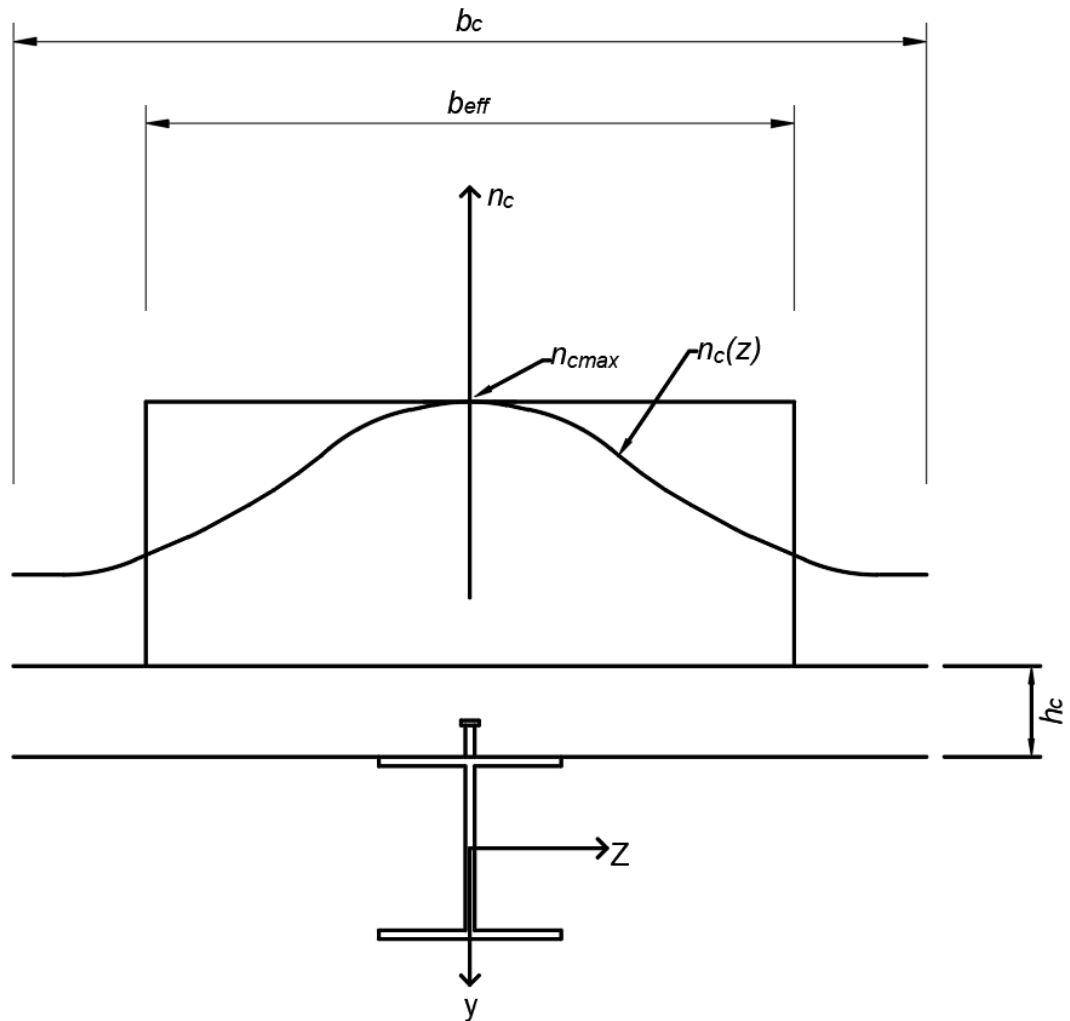
### 3.4.1 Betonilaatan toimiva leveys, tehollinen leveys $b_{eff}$ ja *shear lag* -ilmiö

Liittopalkin suuntaisista leikkausmuodonmuutoksista johtuvat muodonmuutokset betonilaatan tasossa eivät deformoidu samaan tahtiin kaikissa laatan kaistoissa, vaan laatta deformoituu eniten palkin kohdalla ja vähiten kauimpana palkista. Leikkausliittimet siis aiheuttavat positiivisessa taivutuksessa betonilaattaan puristuskentän teräspalkin kohdalle, jonka suuruus pienenee palkista kauemmas kuljettaessa. Tätä ilmiötä kutsutaan *shear lag* -ilmiöksi. Sillä on vaikutusta siihen, kuinka leveä osuus betonilaatan leveydestä otetaan huomioon liittopoikkileikkauksen puristettuna laippana. Liittimien aiheuttaman puristuskentän jännitys jakauma idealisoidaan tasaiseksi jakaumaksi, jonka suuruus on liittimien kohdalla olevan maksimijännityksen suuruus. Tämä suure on helposti ratkaistavissa taivutusteoriolla. Sen sijaan jännitys jakauman todellisen muodon analysointi on tarpeettoman vaikea tehtävä. Idealisoidun jännitys jakauman leveys on tehollinen leveys  $b_{eff}$  [m], joka määritetään siten, että idealisoidun ja todellisen jännitys jakauman resultanttivoimat ovat yhtä suuret (kuva 11). Mikäli todellinen jännitys jakauma tunnetaan, tehollinen leveys voidaan laskea analyttisesti yhtälöstä

$$b_{eff} = \frac{\int_{b_c} n_c(z) dz}{n_c(0)}, \quad (30)$$

missä  $n_c(z)$  on jännitys jakauma [Pa] ja

$b_c$  on  $n_c(z)$ :n minimikohtien välinen etäisyys [m]. (Paananen & Leskelä 2017, s. 36.)

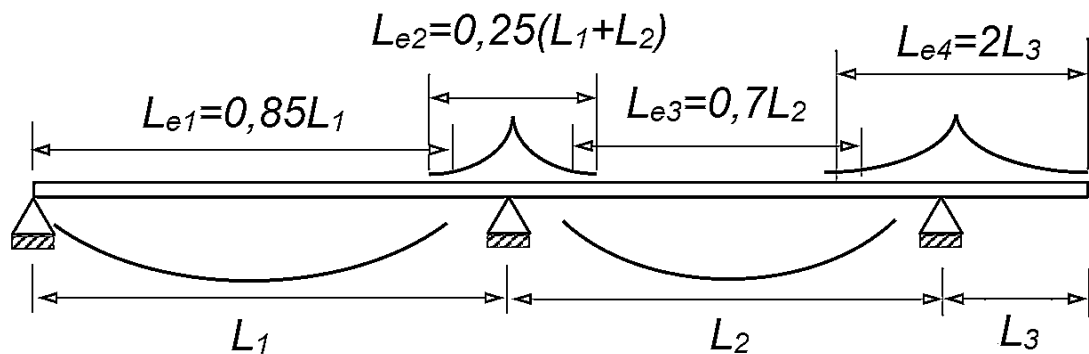


Kuva 11. Jännitusjakauma betonilaatassa teräspalkin päällä liittopoikkileikkauksessa.  $h_c$  on umpibetonin korkeus.

Liittopalkin betonin puristuspinnan leveys voi myös olla fyysisesti rajoitettu, jolloin puhutaan *toimivasta leveydestä*. Kun liittopalkki sijaitsee esimerkiksi välipohjan reunalla, betoniosan puristuspinnan leveyttä rajoittaa rakenteellinen epäjatkuvuus teräspalkin yli, tai kun palkkijako tasossa on tiheä ja palkkien välinen etäisyys on lyhyt, voi laskettu tehollisen leveyden arvo olla todellista leveyttä suurempi, joka rajoittuu tässä tapauksessa puoleen väliin palkkien välistä jännettä. Toimiva leveys tarkoittaa siis liittopalkin todellista leveyttä, mikäli se on tehollisen leveyden rajoittava tekijä. Toimivasta leveydestä käytetään myös merkintää  $b_{eff}$ . (SFS-EN 1994-1-1 s. 25.)

Jotta  $b_{eff}$  voidaan laskea, tulee ensin määrittää palkin efektiivinen pituus  $L_e$  [m] eli momentin nollakohtien etäisyys. Yksinkertaisesti tuetulla palkilla efektiivinen pituus on luonnollisesti tukien välinen etäisyys. Jatkuvalle palkille palkin efektiivinen pituus

riippuu siitä, mitä kohtaa palkista tarkastellaan. Kun tarkastellaan palkin taivutusmomenttikestävyyttä tietyssä kentässä, otetaan palkin efektiivisen pituuden laskemisessa huomioon kyseisen kentän positiivisen taivutusmomentin nollakohtien etäisyys. Kun taas tarkastellaan saman palkin taivutusmomenttikestävyyttä tuella, otetaan efektiivisen pituuden laskentaan huomioon negatiivisen taivutusmomentin nollakohtien etäisyys. Eurokoodi 4 antaa kuvan 12 mukaiset ohjeet efektiivisen pituuden laskentaan. (SFS-EN 1994-1-1 s. 25.)

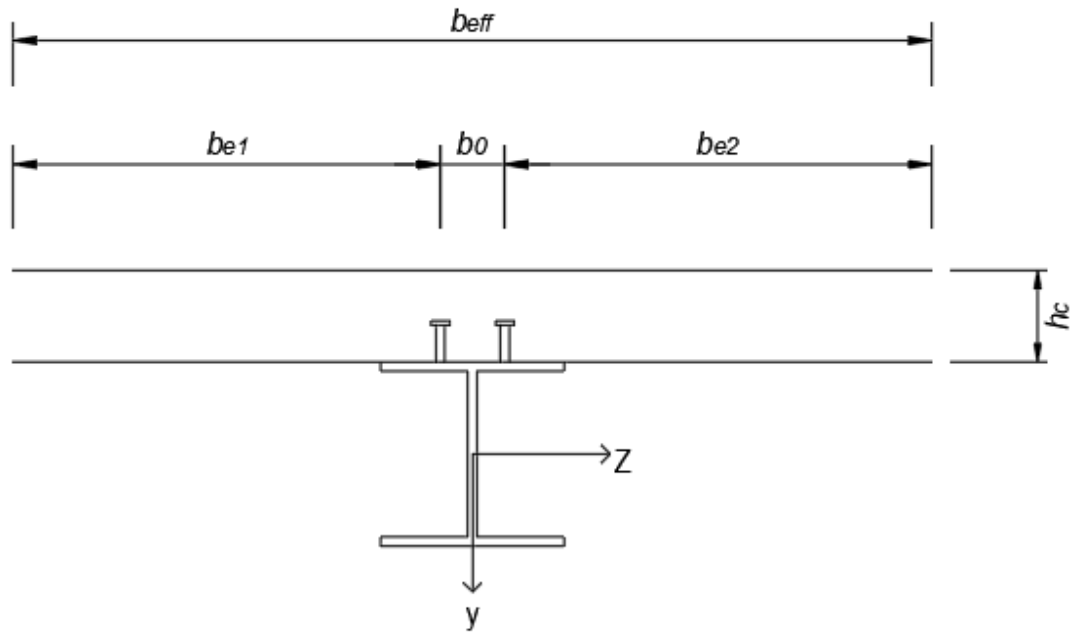


Kuva 12. Liittopalkin efektiivisen pituuden laskenta (mukaillen SFS-EN 1994-1-1).

Eurokoodi 4:n mukaan tehollinen leveys on yhdellä puolen palkkia enintään  $L_e / 8$ . Tehollinen leveys yhdellä puolen palkkia lasketaan lähimmästä tappiliitinjonosta (liittopoikkileikkauksessa voi olla enintään kaksi tappiliitintä rinnakkain). Liittopalkin betoniosan tehollinen leveys on siis enintään  $L_e / 4 + b_0$ , missä  $b_0$  on tappiliitinten keskiöetäisyys (kuva 13). Eurokoodi 4:n mukaan tehollinen leveys on

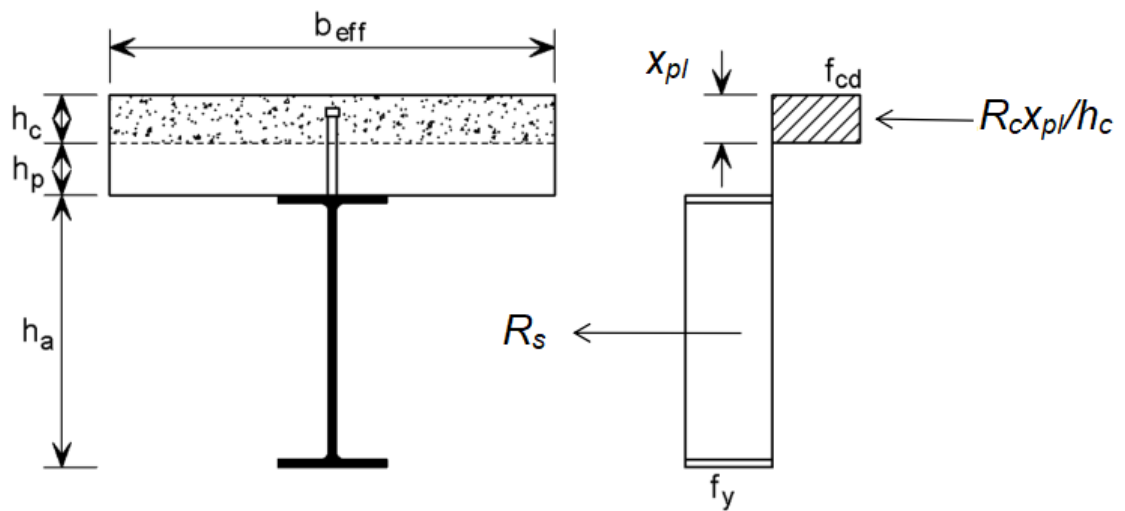
$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_0, \quad (31)$$

missä  $b_{e1}$  ja  $b_{e2} \leq L_e / 8$ .



Kuva 13. Tehollinen leveys  $b_{eff}$  Eurokoodi 4:n mukaan.

### 3.4.2 Positiivinen taivutusmomenttikestävyys, kun plastinen neutraaliakseli betonilaatan umpiosassa



Kuva 14. Liittopoikkileikkauksen mitat ja voimatasapaino, kun plastinen neutraaliakseli on betonilaatan umpiosassa (mukaillen Liew 2018).

Liittopoikkileikkauksen plastinen neutraaliakseli sijaitsee betonilaatan umpiosassa, kun  $R_c \geq R_s$  (kuva 14). Resultanttivoimat [N] lasketaan kaavoista

$$R_s = \frac{f_y A_a}{\gamma_a} \quad (32)$$

ja

$$R_c = \frac{0,85 f_{ck} b_{eff} h_c}{\gamma_c}, \quad (33)$$

missä  $f_y$  on teräksen myötölujuus [Pa],  
 $f_{ck}$  on betonin karakteristinen puristuslujuus [Pa],  
 $A_a$  on teräsrakenneosan poikkipinta-ala [m<sup>2</sup>],  
 $b_{eff}$  on betonin tehollinen leveys [m],  
 $h_c$  on betonin umpiosan korkeus [m],  
 $\gamma_a$  on rakenneteräksen osavarmuusluku ja  
 $\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku.

Tässä tapauksessa momenttikestävyys on yksinkertaista laskea. Aluksi täytyy määrittää neutraaliakselin paikka ja todeta, että  $x_{pl} \leq h_c$ , missä  $x_{pl}$  [m] on neutraaliakselin etäisyys betonin yläpinnasta. Neutraaliakselin paikka lasketaan yhtälöistä (32) ja (33) seuraavasti:

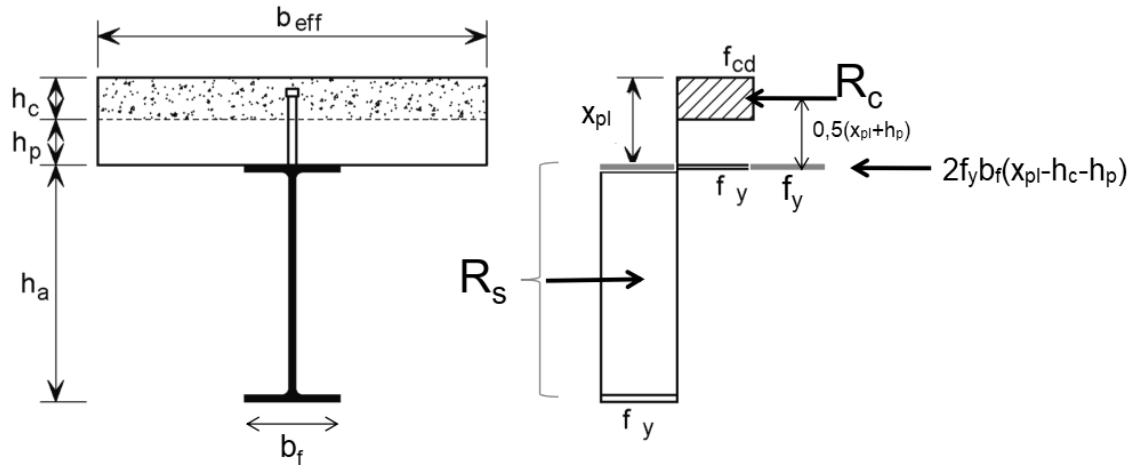
$$x_{pl} = \frac{R_s h_c}{R_c}. \quad (34)$$

Plastinen momenttikestävyys [Nm] on

$$M_{pl,Rd} = R_s (0,5 h_a + h_p + h_c - 0,5 x_{pl}), \quad (35)$$

missä  $h_a$  on teräspalkin korkeus [m] ja  
 $h_p$  on mahdollisen poimulevyn korkeus [m]. (Liew 2018.)

### 3.4.3 Positiivinen taivutusmomenttikestävyys, kun plastinen neutraaliakseli teräsprofiilin ylälaipassa



Kuva 15. Liittopoikkileikkauksen mitat ja voimatasapaino, kun plastinen neutraaliakseli on teräsprofiilin ylälaipassa (mukaillen Liew 2018).

Liittopoikkileikkauksen plastinen neutraaliakseli sijaitsee teräsprofiilin ylälaipassa, mikäli betoniosan maksimipuristuskestävyys on pienempi kuin teräsprofiilin maksimivetokestävyys, mutta suurempi tai yhtä suuri kuin teräsprofiilin uuman maksimivetokestävyys. Toisin sanoen

$$R_w \leq R_c < R_s, \quad (36)$$

missä  $R_w$  on teräsprofiilin uuman maksimivetokestävyys [N], joka lasketaan yhtälöstä

$$R_w = f_y t_w (h_a - 2t_f) = R_s - 2b_f t_f f_y, \quad (37)$$

missä  $t_w$  on teräsprofiilin uuman paksuus [m],  
 $t_f$  on teräsprofiilin laipan paksuus [m] ja  
 $b_f$  on teräsprofiilin laipan leveys [m].

Neutraaliakselin paikka voidaan laskea voimatasapainon avulla

$$x_{pl} = \frac{R_s - R_c}{2f_y b_f} + h_p + h_c. \quad (38)$$



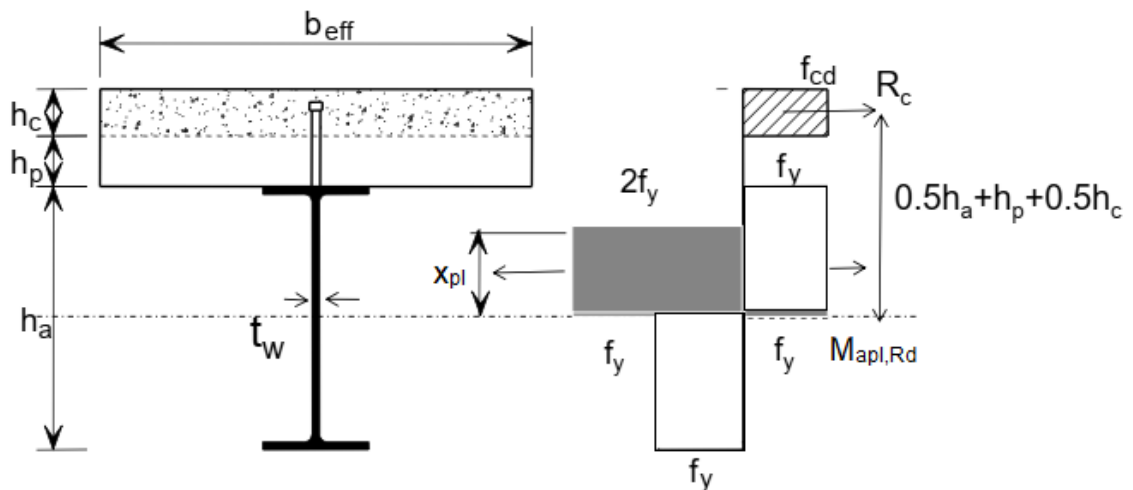
Plastinen momenttikestävyys [Nm] on (momentti  $R_c$ :n suhteen)

$$M_{pl,Rd} = R_s(0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - (R_s - R_c)0,5(x_{pl} + h_p). \quad (39)$$

Liewin (2018) mukaan plastista momenttikestävyyttä voidaan arvioida laskemalla momentti teräsprofiilin yläpinnan suhteen huomioimatta voimaa  $2f_y b_f(x_{pl} - h_c - h_p)$  (kuva 15):

$$M_{pl,Rd} \approx R_s \frac{h_a}{2} + R_c \left( \frac{h_c}{2} + h_p \right). \quad (40)$$

#### 3.4.4 Positiivinen taivutusmomenttikestävyys, kun plastinen neutraaliakseli teräsprofiilin uumassa



Kuva 16. Liittopoikkileikkauksen mitat ja voimatasapaino, kun plastinen neutraaliakseli on teräsprofiilin uumassa.  $M_{apl,Rd}$  on teräsprofiilin plastinen momenttikestävyys (mukaillen Liew 2018).

Liittopoikkileikkauksen plastinen neutraaliakseli sijaitsee teräsprofiilin uumassa, kun liittorakenteen betoniosan maksimipuristuskestävyys on pienempi kuin teräsprofiilin uuman maksimivetokestävyys. Toisin sanoen

$$R_c < R_w. \quad (41)$$

Voimatasapainosta saadaan, että liittopoikkileikkauksen plastisen neutraaliakselin paikka suhteessa teräsprofiilin neutraaliakseliin (kuva 16) on

$$x_{pl} = \frac{R_c}{2f_y t_w}. \quad (42)$$

Plastinen momenttikestävyys [Nm] saadaan laskemalla momentti teräsprofiilin neutraaliakselin suhteen seuraavasti:

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + R_c \left( \frac{h_c + h_a}{2} + h_p \right) - 2f_y x_{pl} t_w (0,5x_{pl}), \quad (43)$$

missä  $M_{apl,Rd}$  on teräsprofiilin plastinen momenttikestävyys [Nm]. (Liew 2018.)

Jotta plastisuusteorian käyttö on sallittua, täytyy teräsprofiilin puristetun ylälaipan kuulua poikkileikkausluokkaan 1 tai 2. Ylälaipan katsotaan kuuluvan sen hoikkeudesta riippumatta jompaankumpaan edellä mainituista luokista mikäli liitinväli on palkin suunnassa enintään  $s_{l,max}$  ja liittimien etäisyydet palkin reunasta enintään  $s_{t,max}$ .  $s_{l,max}$  ja  $s_{t,max}$  määritetään EN 1994-1-1 kohdan 6.6.5.5(2) mukaan. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s.124).

### 3.4.5 Negatiivinen taivutusmomenttikestävyys (jatkuva palkki)

Tekemällä liittopalkkeista jatkuvia tukien yli, voidaan rakenteen tehokkuutta kasvattaa. Yksinkertaisesti tuetun liittopalkin optimi  $L/D$ -suhde on 18-22, missä  $L$  on jänneväli ja  $D$  on liittopoikkileikkauksen kokonaiskorkeus. Jatkuvalle liittopalkilla vastaava suhde on 25-28, joten saman mittaiselle jänteelle voidaan suunnitella matalampia liittopalkkeja ja siten säästää kustannuksissa. Toisaalta jatkuvalla palkilla voidaan kantaa enemmän kuormaa verrattuna saman kokoiseen yksinkertaisesti tuettuun palkkiin. Jatkuvan palkin suuremman jäykkyyden ansiosta myös taipumat ja värähtelyt pienenevät. (Liew 2018.)

Jatkuvaan palkkiin muodostuu negatiivista taivutusmomenttia tukien alueelle ja suunnittelu monimutkaistuu. Negatiivinen taivutusmomentti aiheuttaa sen, että palkin teräsprofiilin alalaippa on puristettu ja sen vuoksi altis kiepahtamaan. Myös teräsprofiilin levyosien paikallisen lommahduksen mahdollisuus tulee ottaa huomioon. Betoniosaan syntyy vetojännityksiä, joten se halkeilee ja betoniin on suunniteltava riittävä vetorautoitus.

Negatiivinen taivutusmomenttikestävyys riippuu siis osittain betonissa olevasta vetoraudoituksesta. Raudoitukset otetaan huomioon leveydellä  $b_{eff}$ , jonka määrittämiseen perehdyttiin kappaleessa 3.4.1. Raudoituksen vetokestävyys [N] on

$$F_s = \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s}, \quad (44)$$

missä  $A_s$  on raudoituksen pinta-ala leveydellä  $b_{eff}$  [m<sup>2</sup>],  
 $f_{sk}$  on raudoituksen myötölujuuden ominaisarvo [Pa] ja  
 $\gamma_s$  on raudoituksen osavarmuusluku. (Johnson 1995, s. 127.)

Momenttikestävyys lasketaan plastisella teorialla ja siihen liittyy seuraavat oletukset:

- Poikkileikkausluokan tulee olla 1 tai 2. Mikäli laipat kuuluvat luokkaan 1 tai 2 ja uuma luokkaan 3, voidaan uumaa käsitellä luokan 2 tehollisena poikkileikkauksena standardin EN-1993-1-1 kohdan 6.2.2.4 mukaisesti. Uuman ollessa betonilla ympäröity voidaan luokan 3 uumaa käsitellä luokassa 2.
- Teräksen ja betonin välillä on täydellinen leikkausliitos.
- Teräsprofiili ja raudoitusteräs myötäävät täysin.
- Betonin vetokestävyys on nolla. (Johnson 1995, s. 126; SFS-EN 1994-1-1 s. 35.)

Negatiivisen momenttikestävyuden laskenta on analoginen positiivisen momenttikestävyuden laskentaan, eli se suoritetaan määrittämällä plastisen neutraaliakselin paikka voimatasapainosta. Momenttikestävyuden laskentaan liittyy kaksi päätapausta:

- Tapaus 1: Plastinen neutraaliakseli sijaitsee teräsprofiilin ylälaipassa (kuva 17) ja
- Tapaus 2: Plastinen neutraaliakseli sijaitsee teräsprofiilin uumassa (kuva 18).

Tapaus 1 tulee kyseeseen, mikäli

$$R_s > F_s \geq R_w, \quad (45)$$

missä  $R_s$  on yhtälön (32) mukainen teräsprofiilin maksimipuristuslujuus,  $F_s$  on yhtälön (44) mukainen betoniraudoitteen vetolujuus ja  $R_w$  on yhtälön (37) mukainen uuman maksimipuristuskestävyys. (Liew 2018.)

Plastinen negatiivinen momenttikestävyys [Nm] on tapauksessa 1 (momentti ylälaipan yläpinnan suhteen)

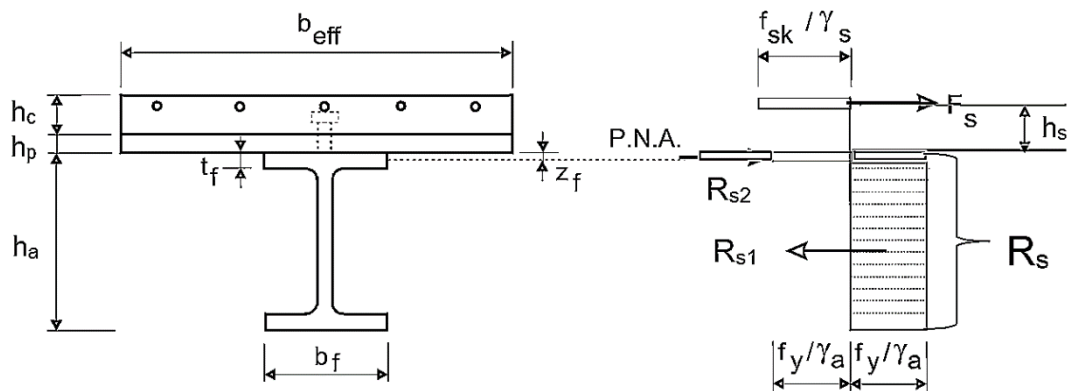
$$M_{pl,Rd} = 0,5R_s h_a + F_s h_s - \frac{(R_s - F_s)^2}{4b_f f_y}, \quad (46)$$

missä  $h_s$  on raudoituksen pintakeskiön etäisyys ylälaipan yläpinnasta [m]. (Liew 2018.)

Liewin (2018) mukaan momenttikestävyys voidaan yksinkertaistaa muotoon

$$M_{pl,Rd} \approx 0,5R_s h_a + F_s h_s. \quad (47)$$

jättämällä yhtälön (46) viimeinen termi ottamatta huomioon.



Kuva 17. Liittopoikkileikkauksen mitat ja voimatasapaino, kun plastinen neutraaliakseli on teräsprofiilin ylälaipassa (mukaillen Liew 2018).

Tapaus 2 tulee kyseeseen, kun

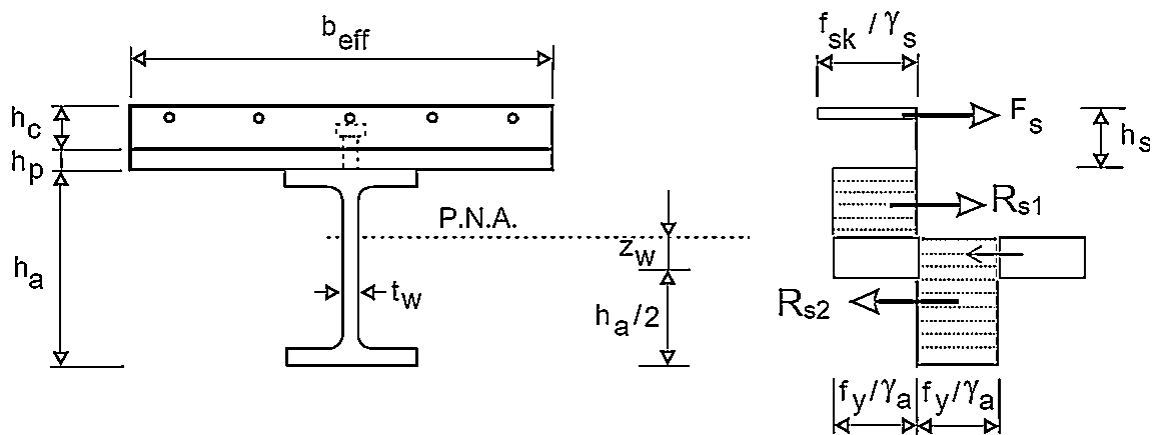
$$R_s > F_s < R_w. \quad (48)$$

Tällöin plastinen negatiivinen momenttikestävyys lasketaan teräsprofiilin neutraaliakselin suhteen ja se on Liewin (2018) mukaan

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_s \left( \frac{h_a + h_s}{2} + h_s \right) - 0,5F_s z_w, \quad (49)$$

missä  $z_w$  [m] on liittopoikkileikkauksen plastisen neutraaliakselin etäisyys

$$z_w = \frac{F_s}{2t_w f_y}. \quad (50)$$



Kuva 18. Liittopoikkileikkauksen mitat ja voimatasapaino, kun plastinen neutraaliakseli on teräsprofiilin uumassa (mukaillen Liew 2018).

Plastista negatiivista taivutusmomenttikestävyyttä laskiessa tulee kiinnittää erityistä huomiota liittopoikkileikkauksen poikkileikkausluokkaan. Positiivista taivutusmomenttikestävyyttä laskiessa poikkileikkausluokka on lähes aina joko 1 tai 2, sillä puristetun uuman korkeus on pieni tai se ei ole ollenkaan puristettu, ja teräsprofiilin ylälaipan liitos betonilaattaan estää laipan paikallisen lommahduksen. Negatiivisen taivutusmomentin alueella suurin osa teräsprofiilista on puristettu, joten poikkileikkausluokka heikkenee herkemmin kuin jos teräsprofiili olisi vedetty. Ympäröimällä teräsprofiili betonilla voidaan poikkileikkausluokkaa tarvittaessa kasvattaa. Tarkemmat ohjeet poikkileikkausluokan määrittämiseen löytyvät Eurokoodi 4:n kohdasta 5.5.

### 3.4.6 Leikkausvoimakestävyys

Liittopalkin plastinen leikkausvoimakestävyys lasketaan kuten teräspalkin leikkausvoimakestävyys. Liittorakenteen betoniosaa ei huomioida

leikkausvoimakestävyydessä, ellei betoniosan vaikutusta voida määrällisesti näyttää. (SFS-EN 1994-1-1 s. 38.)

Plastisuusteorian mukainen leikkausvoimakestävyys  $V_{apl,Rd}$  [N] lasketaan teräsprofiilille EN 1993-1-1 kohdan 6.2.6 mukaisesti

$$V_{apl,Rd} = \frac{A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}, \quad (51)$$

missä  $A_v$  on leikkauspinta-ala [m<sup>2</sup>].

Leikkauspinta-ala voidaan määrittää konservatiivisesti teräsprofiilin uuman pinta-alaksi tapauksissa, joissa leikkausvoima on uuman suuntainen. Kuitenkin esimerkiksi valssaamalla valmistetuissa I- ja H-profiileissa voidaan leikkauspinta-alaa suurentaa ottamalla huomioon uumien jatkeet laipan läpi. Mikäli leikkausvoima on teräsprofiilin laippojen suuntainen, otetaan leikkauspinta-alaan huomioon profiilin laipat. Tarkemmat määritykset löytyvät edellä mainitusta Eurokoodi 3:n kohdasta. (SFS-EN 1993-1-1 s. 54.)

### 3.4.7 Leikkausvoiman vaikutus momenttikestävyyteen

Korkean leikkausvoiman alueilla liittopalkin plastista taivutusmomenttikestävyyttä tulee pienentää alentamalla teräksen mitoituslujuutta leikkauspinnan alalla. Kun mitoittava leikkausvoima  $V_{Ed}$  on suurempi tai yhtä suuri kuin puolet edellisessä kappaleessa määritellystä leikkausvoimakestävyydestä, tulee teräksen mitoituslujuutta  $f_{yd}$  pienentää kertoimella  $(1-\rho)$ , missä (SFS-EN 1994-1-1 s. 38)

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{apl,Rd}} - 1 \right)^2. \quad (52)$$

Redusoitu taivutusmomenttikestävyys  $M_{r,Rd}$  [Nm] lasketaan yhtälöllä

$$M_{r,Rd} = M_{pl,Rd} - (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd})\rho, \quad (53)$$

missä  $M_{pl,Rd}$  on liittorakenteen plastinen taivutusmomenttikestävyys [Nm] ja  $M_{f,Rd}$  on jäljelle jäävän liittopoikkileikkauksen taivutusmomenttikestävyys, kun leikkauspinta-ala on kokonaan jätetty huomioimatta [Nm]. (Liew 2018.)

### 3.4.8 Leikkausliitoksen asteen vaikutus momenttikestävyyteen

Negatiivisen taivutusmomentin alueella leikkausliitos on suunniteltava täydelliseksi. Positiivisen taivutusmomentin alueella leikkausliitos voidaan haluttaessa suunnitella osittaiseksi. (SFS-EN 1994-1-1 s. 35.) Tällöin kohdan 3.3.4 yhtälö (20) ei ole tosi, eli betoni- ja teräsosien välinen leikkausliitos ei ole täydellinen, ja silloin leikkausliitoksen kapasiteetti on liittopoikkileikkauksen taivutuskestävyyden rajoittava tekijä. Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden laskentaan on tällöin olemassa kaksi tapaa: plastisen teorian mukainen laskentatapa ja lineaariseen interpolointiin perustuva laskentatapa. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 92.)

Plastisen teorian mukainen laskentatapa perustuu voimatasapainotarkasteluun, kuten kappaleissa 3.4.2-3.4.4 lasketut taivutusmomenttikestävyydet. Liittopoikkileikkauksen puristus- ja vetoresultantin suuruudeksi asetetaan leikkausliitoksen kestävyys  $R_q$  ja siten ratkaistaan plastisen neutraaliakselin paikka. (Liew 2018.)

Lineaariseen interpolointiin perustuva tapa on yksinkertainen ja konservatiivisella puolella, joten se sopii teollisuusrakentamiseen. Teollisuusrakentamisessa on harvoin tarkoituksena optimoida rakenteiden käyttöasteita kovin korkeaksi, sillä rakenteissa halutaan säilyttää varmuutta mahdollisia kuormitusmuutoksia varten. Lineaarisessa interpoloinnissa momenttikestävyys haetaan pelkän teräsprofiilin momenttikestävyyden ja liittorakenteen momenttikestävyyden väliltä leikkausliitoksen asteen avulla seuraavasti:

$$M_{Rd} = M_{apl,Rd} + \eta(M_{pl,Rd} - M_{apl,Rd}), \quad (54)$$

missä  $\eta$  on kappaleessa 3.3.5 määritetty leikkausliitoksen aste (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 92).

### 3.5 Liittolaatta

Eurokoodi 4:n mukainen liittolaatta koostuu liittolevystä, sen päälle valettavasta betonista ja betonissa olevasta raudoituksesta. Liittolevy on teräspoimulevy, jossa riittävä ankkurointi betoniin on varmistettu. Liittolevyä käytetään yleisesti rakennusvaiheessa muottina, jolloin levy kantaa yksin valun aikaiset kuormat, eli valupaineen. (SFS-EN 1994-1-1 s. 11.) Näin perinteistä muottityötä ei tarvitse tehdä ja yksi rakennusvaihe jää kokonaan pois, mikä tarkoittaa säästöjä rakennuskustannuksissa.

Liittolevyn valmistaja ilmoittaa levyn kestävyys tai tarjoaa suunnittelutyökalut valunaikaisen kestävyys laskentaa varten. Yleensä valunaikainen kuorma toimii liittolaatan jänteen rajoittavana tekijänä, sillä Suomessa saatavilla olevilla liittolevyillä jänteen maksimipituus ilman valunaikaisia tukia on hieman yli 2 metriä. Betonin kovettuttua liittolaatan maksimi jännemitta voi kyseisellä liittolevyllä olla jopa kolme kertaa suurempi. (Ruukki 2012.)

Kappaleessa 2.2.2 esiteltyjen Eurokoodi 4:n mukaiset liittolevyt eroavat suunnittelussa teräsbetoni- ja tankoraudoituksesta. Tankoraudoituksella ei ole käytännössä ollenkaan taivutusjäykkyyttä, kun taas liittolevyllä sitä on muotonsa ansiosta. Liittolevyn taivutusjäykkyys otetaan huomioon ja sen ansiosta liittolevy voi kantaa rakentamisen aikaiset kuormat. Tankoraudoituksen kuormitustila on käytännössä aksiaalinen, mutta liittolevyn kuormitustilassa on taivutusjäykkyudesta johtuen sekä vetoa että taivutusta. Harjaterästanko myös ankkuroituu betoniin todella lujasti, mutta liittolevyn ankkurointi alkaa luistaa vetovoiman kasvaessa. Ankkurointiliitoksen tulisi kuitenkin olla sitkeä. Sitkeän liitoksen vaatima ankkurointipituus määriteltiin kappaleessa 3.3.7. (Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys 2012, s. 239.)

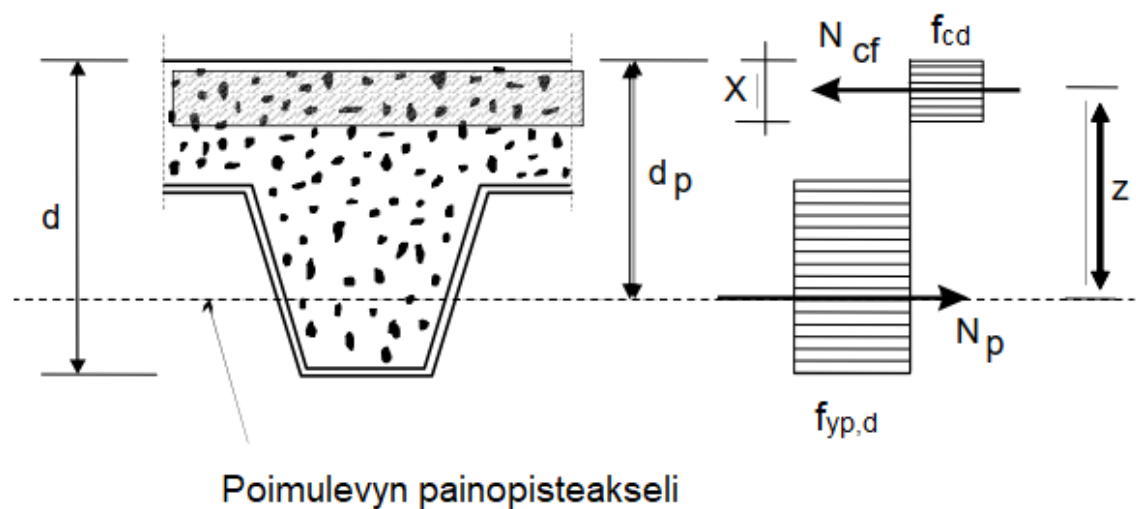
Teollisuusrakentamisessa käytetään usein muottina tasaisia teräslevyjä, joiden paksuus voi olla jopa 20 millimetriä. Valukohteiden geometrian vuoksi muottilevyn halutaan usein kantavan kahteen suuntaan, mitä poimulevy ei tee. Lisäksi valupaineet ovat monesti niin suuria, että saatavilla olevat poimulevyt eivät kestä niitä. Kuitenkin muottina toimimisen jälkeen nämä järeät muottilevyt jäävät roikkumaan betoniin tartuntojen varaan tai ne poistetaan kokonaan, eikä niitä hyödynnetä rakenteellisesti.

Mahdollisuudesta käyttää tasaisia teräslevyjä liittolevyn tavoin betoniraudoitteena ei ole olemassa ohjeistuksia standardeissa eikä tapausta ole vielä käsitelty tieteellisissä



tutkimuksissa kovinkaan laajasti. Molken et al. tutkivat vuonna 2019 julkaistussa artikkelissaan kannallisten tappiliittimien leikkautumiskestävyyttä, kun liittimet olivat hitsattu tasaiseen teräslevyyn. Tutkimuksen tarkoitus oli selvittää, onko liittimien hitsaamisella kaksi teräslevyä yhdistävän päittäishitsin päälle vaikutusta tappiliittimen kapasiteettiin. Tällä ei todettu olevan minkäänlaista vaikutusta. Tutkimuksessa suoritettiin taivutuskoe, jossa verrattain paksu teräslevy (paksuus 30 millimetriä) liitettiin paksuudeltaan kohtalaiseen, 160 millimetriä paksun betonilaatan alapintaan. Tutkimuksessa todettiin teräslevyn toimivan vedettynä ja betoniin muodostuvan puristuskaaren. Minkäänlaista ehdotusta kapasiteetin laskemiseksi ei esitetty.

### 3.5.1 Positiivinen taivutusmomenttikestävyys, kun plastinen neutraaliakseli on betonin umpiosassa



Kuva 19. Liittolaatan mitat ja voimatasapaino, kun laatassa on positiivinen taivutusmomentti ja plastinen neutraaliakseli sijaitsee betonilaatan umpiosassa (mukaillen Liew 2018).

Kuvasta 19 nähdään liittolaatan voimatasapaino positiivisen taivutusmomentin tapauksessa. Vetojännityksellä oleva betoni jätetään huomioimatta aivan kuten umpibetonista laattaa laskiessa. Voimatasapainon perusteella

$$N_{cf} = N_p, \quad (55)$$

$$N_{cf} = bx f_{cd}, \quad (56)$$

$$N_p = A_{pe} f_{yd,p}, \quad (57)$$

missä  $b$  on tarkasteltavan laattakaistan leveys [m],  
 $x$  on betonin puristetun osan korkeus [m],  
 $A_{pe}$  on leveydellä  $b$  toimiva poimulevyn tehollinen poikkileikkausala [m<sup>2</sup>],  
 $f_{yp,d}$  on poimulevyn mitoituslujuus [Pa] ja  
 $f_{cd}$  on betonin mitoituslujuus [Pa]. Mitoituslujuus lasketaan jakamalla betonin karakteristinen puristuslujuus  $f_{ck}$  betonin osavarmuusluvulla  $\gamma_c$  ja kertomalla osamäärää luvulla 0,85. (Liew 2018.)

Betonipoikkileikkauksen puristettu korkeus  $x$  saa olla enintään betonin umpiosan korkeus  $h_c$ . Voimatasapainosta saadaan, että

$$x = \frac{A_{pe} f_{yd,p}}{b f_{cd}} \leq h_c. \quad (58)$$

Momenttivarsi  $z$  on

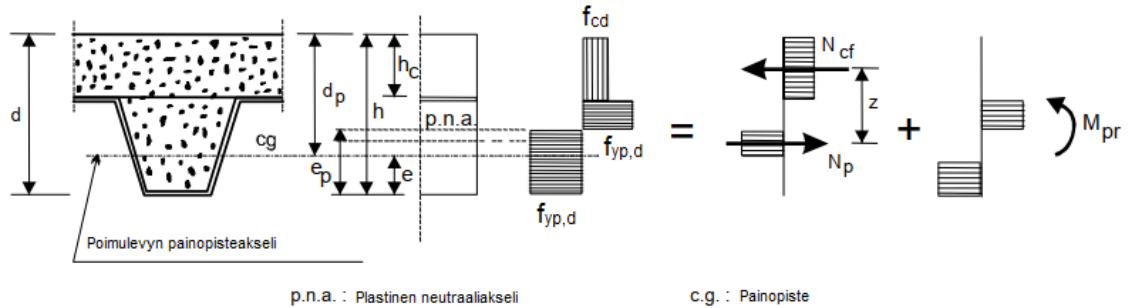
$$z = d_p - \frac{x}{2}, \quad (59)$$

missä  $d_p$  on laatan hyötykorkeus, eli etäisyys laatan yläpinnasta liittolevyn painopisteeseen [m].

Taivutusmomenttikestävyudeksi [Nm] saadaan siis Liewin (2018) mukaan

$$M_{Rd} = N_p z = A_{pe} f_{yp,d} \left( d_p - \frac{x}{2} \right). \quad (60)$$

### 3.5.2 Positiivinen taivutusmomenttikestävyys, kun plastinen neutraaliakseli on poimulevyssä



Kuva 20. Liittolaatan mitat ja voimatasapaino, kun plastinen neutraaliakseli on liittolevyssä (mukaillen Liew 2018).

Plastisen neutraaliakselin ollessa liittolevyssä positiivinen taivutusmomenttikestävyys [Nm] on

$$M_{Rd} = N_{cf}z + M_{pr}. \quad (61)$$

Puristusresultantti  $N_{cf}$  lasketaan yhtälön (56) mukaisesti, mutta puristetun osan korkeus  $x$  korvataan betonin umpiosan korkeudella  $h_c$ . Momenttivarren  $z$  korkeus [m] lasketaan yhtälöllä

$$z = h - 0,5h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{N_p}. \quad (62)$$

Yhtälön (61) liittolevyn redusoitu plastinen momenttikestävyys  $M_{pr}$  [Nm] lasketaan yhtälöstä

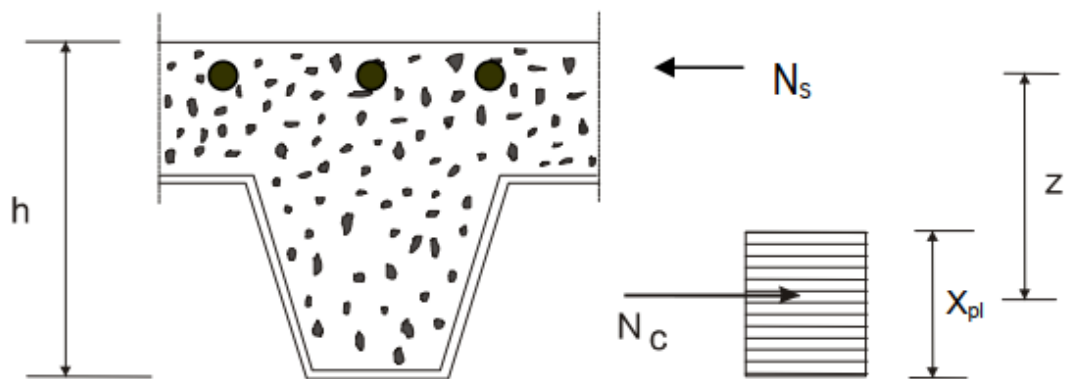
$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left( 1 - \frac{N_{cf}}{N_p} \right), \quad (63)$$

missä  $M_{pa}$  on liittolevyn plastinen momenttikestävyys [Nm]. (Liew 2018.)

### 3.5.3 Momenttikestävyys osittaisen leikkausliitoksen tapauksessa

Edellisissä kappaleissa lasketut momenttikestävydet vaativat täydellisen leikkausliitoksen liittolevyn ja betonin välillä. Liittolevyn ja betonin välistä leikkausliitosta käytiin läpi kappaleessa 3.3.7. Mikäli leikkausliitos on osittainen, täytyy momenttikapasiteettia pienentää. Lisätietoa aiheesta löytyy standardin EN 1994-1-1 kappaleesta 9.7.3.

### 3.5.4 Negatiivinen taivutusmomenttikestävyys



Kuva 21. Liittolaatan voimatasapaino ja neutraaliakselin paikka negatiivisen taivutusmomentin tapauksessa (mukaillen Liew 2018.)

Tuen yli jatkuvan laatan tapauksessa negatiivista taivutusmomenttikestävyyttä laskiessa huomioon otetaan ainoastaan laatan yläpinnan vetorausitus ja plastisen neutraaliakselin alapuolella puristuksella oleva betoni. Liittolevyä ei oteta huomioon. Plastisen neutraaliakselin paikka voidaan laskea yksinkertaistamalla poimuissa olevan betonin pinta-alan geometria ekvivalentiksi suorakulmioksi  $h_p * b_p$ , missä ekvivalentti leveys  $b_p$  on pienempi kuin laatan osan leveys  $b$ . (Paananen & Leskelä 2017, s. 327.) Ekvivalentin suorakulmion pinta-alan tulee olla yhtä suuri kuin poimuissa olevan betonin pinta-alan. Trapetsiprofiilisen liittolevyn tapauksessa ekvivalentti leveys  $b_p$  [m] voidaan laskea esimerkiksi yhtälöllä

$$b_p = \frac{b}{b_s} \left( b_b + \frac{h_p}{\tan \alpha} \right), \quad (64)$$

missä  $b$  on laattakaistan leveys, ja  $b_s$ ,  $b_b$  ja  $h_p$  ovat kuvan 5 mukaiset liittolaatan mitat. Kulma  $\alpha$  on poimun uuman kaltevuus suhteessa vaakatasoon,  $\alpha \leq 90^\circ$ .

Plastinen neutraaliakseli on yleensä liittolevyssä (Liew 2018). Tällöin neutraaliakselin paikka on hieman yksinkertaisempaa laskea verrattuna tilanteeseen, jossa neutraaliakseli olisi betonin umpiosassa. Tässä työssä käydään läpi ainoastaan ensiksi mainittu tapaus.

Ensiksi lasketaan puristetun osuuden korkeus, joka saa olla enintään liittolevyn korkeus. Plastisen neutraaliakselin paikka [m] saadaan Paanasen & Leskelän (2017, s.327) mukaan yhtälöstä

$$x_{pl} = \frac{A_s f_{sd}}{b_p f_{cd}} \leq h_p, \quad (65)$$

missä  $A_s$  on vetorausoitituksen pinta-ala [m<sup>2</sup>] ja  $f_{sd}$  on vetorausoitituksen mitoituslujuus [Pa], joka lasketaan jakamalla raudoituksen myötölujuuden ominaisarvo  $f_{sk}$  raudoituksen osavarmuusluvulla  $\gamma_s$ .

Kuvan 21 voimaresultantit [N] lasketaan Liewin (2018) mukaan yhtälöistä

$$N_s = A_s f_{sd} \quad (66)$$

ja

$$N_c = b_p x_{pl} f_{cd}. \quad (67)$$

Momenttivarsi [m] lasketaan kaavasta

$$z = d_s - \frac{x_{pl}}{2}, \quad (68)$$

missä  $d_s$  on tehollinen korkeus laatan alapinnasta vetorausoitituksen pintakeskiöön [m].

Negatiivinen taivutusmomenttikestävyys [Nm] saadaan Liewin (2018) mukaan yhtälöstä

$$M_{Rd} = N_s z. \quad (69)$$

### 3.5.5 Leikkaus- ja lävistymiskestävyys

Liittolaatan leikkaus- ja lävistymiskestävyys lasketaan kuten betonisen leikkausraudoittamattoman laatan. Leikkauskestävyys lasketaan SFS-EN 1992 kohdan 6.2.2 mukaisesti ja lävistymiskestävyys kohdan 6.4.4 mukaisesti. Lävistymisen tarkistuspiiri määritetään SFS-EN 1994-1-1 kuvan 9.8 mukaisesti.

## 3.6 Elementtimenetelmien käyttö mitoituksessa

Johtuen liittorakenteen verrattain monimutkaisesta käyttäytymisestä rakennesuunnittelussa käytössä olevissa laskentaohjelmistoissa ei ole kattavasti työkaluja niiden mitoittamiseen. Esimerkiksi Autodesk Robot Structural Analysis 2018 -ohjelmistosta löytyy lisäosa liittopalkin mitoittamiseen amerikkalaisen ANSI/AISC 360-10 -standardin mukaan, mutta Eurokoodi 4:n mukaista mitoitusta ei löydy (Autodesk Knowledge Network 2021). Dlubal RFEM 5 -ohjelmistosta kuitenkin löytyy lisäosa yksittäisen liittopalkin mitoittamiseen Eurokoodi 4:n mukaan. Ohjelmistossa ei kuitenkaan voi määrittää rakenteita laskentamallista toimimaan liittorakenteina, vaan rakenteiden kuormitukset täytyy selvittää muilla keinoin ja syöttää numeroarvoina lisäosaan. Laskenta toimii siten kuten käsinlaskenta. (Dlubal Software 2021.)

Liittorakenteiden analysoimiseen elementtimenetelmillä on kehitetty erilaisia menettelyitä, kuten esimerkiksi Wendel & McConnellin vuonna 2000 julkaisemassa artikkelissa esitelty layer-tekniikka. Siinä rakenne mallinnetaan korkeussuunnassa ohuina kerroksina ja leikkausliittimet tarkoitukseen kehitetyillä elementeillä. Edellä mainitun menettelyn lisäksi liittorakenne voidaan myös aina mallintaa solidimallina. Nämä menetelmät ovat kuitenkin työläitä ja eivät sovellu suurien kokonaisuuksien analysointiin ja mitoittamiseen.

Käytännön suunnittelussa elementtimenetelmiä voidaan käyttää hyötynä mitoitusvoimia ratkaistaessa. Tällöin laskentamalli tulee muokata sellaiseksi, että kuormat jakautuvat rakenteille halutunlaisesti. Esimerkiksi palkit voidaan mallintaa lähes äärettömän jäykkinä, ja kuormitettu taso voidaan mallintaa kuormat jakavana, painottomana ja jäykkyydettömänä tasoelementtinä, jolloin kuormien jakautuminen vastaa käsinlaskennan periaatteita.

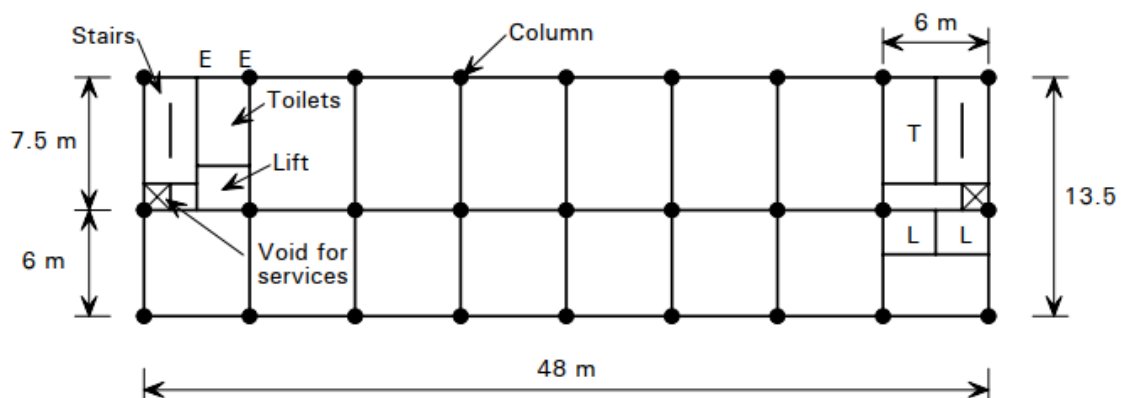
## 4 Rakenneratkaisujen vertailu

Tässä kappaleessa esitellään lyhyesti Hicksin ym. vuonna 2004 julkaisemaa tapaustutkimusta kahden eri rakennuksen kokonaiskustannuksista, kun rakennukset toteutettiin eri rakennejärjestelmillä. Lisäksi kappaleeseen sisältyy kolme eri vertailulaskelmaa, joista yhdessä vertaillaan palkin rakenteellista tehokkuutta eri toteutusvaihtoehtojen välillä, yhdessä lasketaan välipohjan eri ratkaisuvaihtoehtojen kokonaiskustannukset, ja viimeisessä laskelmassa lasketaan edellä mainittujen välipohjien ratkaisuvaihtoehtojen hiilikvivalentti.

### 4.1 Tapaustutkimus (Hicks ym. 2004)

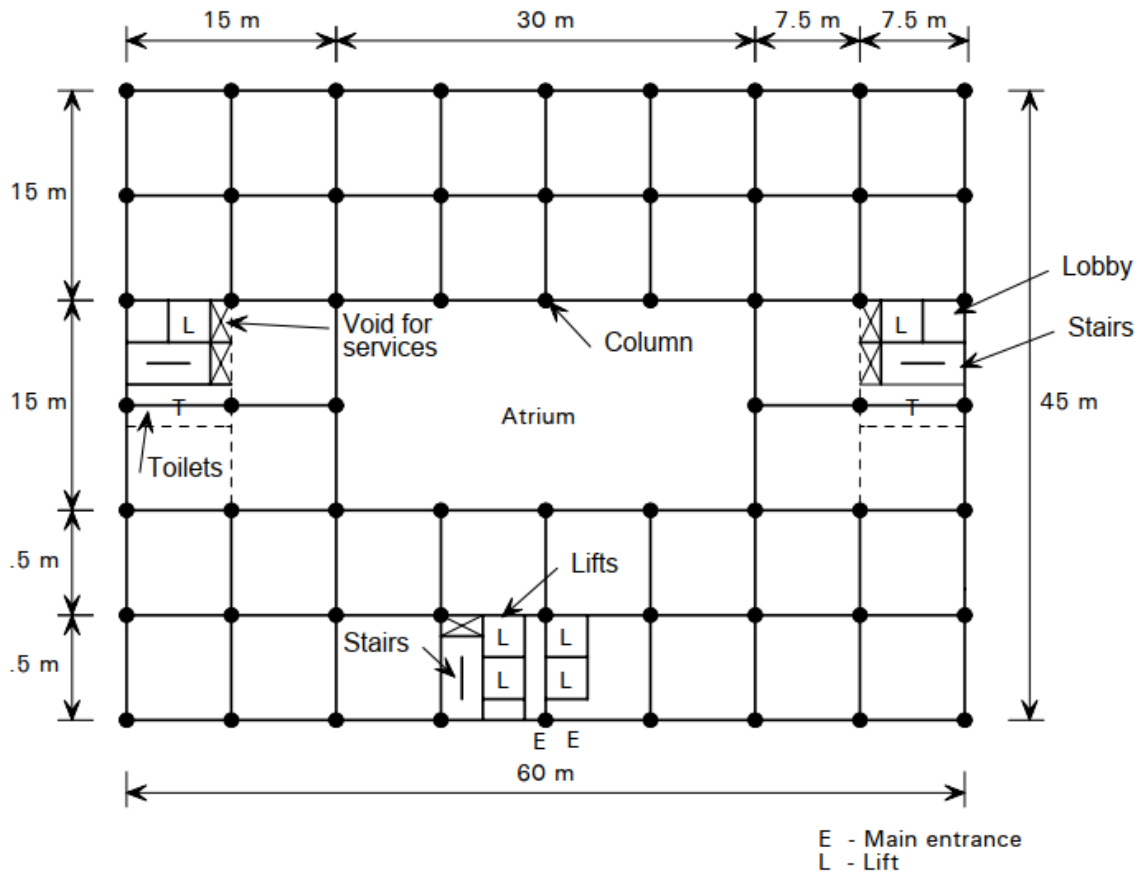
Hicks ym. (2004) selvitti tapaustutkimuksessaan seikkaperäisesti kahden rakennuksen, nimittäin Rakennus A ja Rakennus B, rakentamisen kokonaiskustannuksia eri rakenneratkaisujen välillä. Molemmat rakennukset olivat kuvitteellisia liikekiinteistöjä, jotka sijaitsivat Englannissa. Rakennus A sijaitsi Manchesterin alueella ja Rakennus B Lontoossa.

Rakennus A oli näistä pienempi, nelikerroksinen ja kerrosalaltaan 2600 neliömetriä. Rakennuksen leveys oli 13,5 metriä ja pituus 48 metriä. Rakennus voitiin jakaa leveyssuunnassa kahteen, 6 metrin ja 7,5 metrin osaan tai pitää välipohjan jänneväli 13,5 metrissä riippuen kyseessä olevasta rakennusratkaisusta (kuva 22).



Kuva 22. Rakennus A:n tasolayout (Hicks ym. 2004, s. 14).

Rakennus B oli kahdeksankerroksinen ja kerrosalaltaan 18000 neliömetriä. Rakennuksen leveys oli 45 metriä ja pituus 60 metriä. Rakennuksen keskellä on 15 m x 30 m atrium, jonka ympärillä kerrospinta-alaksi laskettu alue sijaitsee. Rakennuksen 15 metrin jänneväli voidaan tarvittaessa jakaa kahteen 7,5 metriä pitkään osaan, riippuen rakenneratkaisusta (kuva 23).



Kuva 23. Rakennus B:n tasolayout (Hicks ym. 2004, s. 17).

Tutkimuksessa käytettyjä rakenneratkaisuja olivat lyhyen jännevälin (7,5 metriin asti) tapauksessa:

- *Slimflor*®-palkit ja betonielementtilaatat
- asymmetriset *Slimflor*® -palkit ja *Slimdek*® -liittolaatat
- liittopalkit ja liittolaatat
- paikallavaletut betonilaatat ja
- tiheäripaiset betonilaatat.



*Slimflor*® -palkit ovat matalarakennepalkkeja, joiden suomalainen vastine olisi vaikkapa luvussa 2.2.1 esitelty DELTABEAM® -palkki.

Pitkän jännevälin ratkaisuja olivat:

- reikäuumainen (korotettu) liittopalkki
- liittopalkki, jossa läpivienneille leikattu reiät
- muuttuvakorkeuksinen kannatinpalkki (liittorakenne)
- viistetty liittopalkki
- liittoristikkopalkki
- tuplapalkkisysteemi (liittorakenne)
- pukkipalkkisysteemi (liittorakenne)
- jälkijännitetty betoninen ripalaatta ja
- betoniset elementtiratkaisut.

Kaikki ratkaisut optimoitiin kantamaan suunnitteluvaiheessa määritellyt kuormat ja täyttämään käyttörajatilaehdot paikallisten, sen aikaisten standardien mukaisesti.

Molemmissa rakennuksissa kantavien rakenteiden kokonaiskustannukset olivat vain 5-13 prosenttia rakennuksen kokonaiskustannuksista. Betoniset ratkaisut olivat keskimäärin 6,5 prosenttia kalliimpia Rakennus A:n tapauksessa ja 7,3 prosenttia kalliimpia Rakennus B:n tapauksessa kuin halvin ratkaisu. Halvin rakenneratkaisu kantavien rakenteiden kustannuksissa oli molempien rakennusten kohdalla liittopalkit ja liittolaatat (Rakennus B:n kohdalla reikäuumainen korotettu liittopalkki). Kuitenkin Rakennus B:n kokonaiskustannuksissa halvin vaihtoehto oli asymmetriset *Slimflor*® -palkit ja *Slimdek*® -liittolaatat. (Hicks ym. 2004, s. 71.)

## 4.2 Vertailulaskelma 1: Rakenteellinen tehokkuus

Liittorakenteiden rakenteellinen tehokkuus perustuu eri materiaalien ominaisuuksien hyödyntämiseen siellä, missä ne ovat vahvimillaan, eli betoni puristuksella ja teräs vedolla. Rakenteellisen tehokkuuden osalta työssä vertailtiin liittopalkkia kolmeen erilaiseen yleisemmin käytössä olevaan ratkaisuun. Kahdessa näistä ratkaisuista betonilaatta on teräsprofiilin päällä ilman leikkausliitosta ja kolmas ratkaisu on betoninen laattapalkki. Vertailussa rakenneratkaisujen plastiset momenttikestävyyydet ovat

mahdollisimman lähellä samaa arvoa ja vertailtavia suureita ovat rakenteen kokonaiskorkeus, teräsprofiilin paino, betonin paino ja taivutusjäykkyys. Kaikissa ratkaisuissa laatan poikkileikkauksen geometria on samanlainen. Laatan leveys päätettiin laskemalla 10 metrisen liittopalkin tehollinen leveys, josta saatiin 2,5 metriä. Teräsprofiileja käyttävissä ratkaisuissa erona on teräsprofiilin koko. Laskelmat suoritettiin Mathcad-ohjelmistolla ja ne löytyvät liitteistä 7 ja 8.

#### 4.2.1 Palkin geometria ja materiaalivekiot

Geometria koostuu betonilaatasta ja sen alla olevasta teräspalkista. Betonisen laattapalkin tapauksessa teräspalkki on korvattu betonisella palkilla, jolloin palkin kokonaiskorkeus on sen alapinnasta laatan yläpintaan ja palkin ulkopuolinen laatan osuus muodostaa palkille laipat.

Betonin lujuusluokka on C30/37 ja sen lujuusarvot ja kimmokerroin lasketaan Eurokoodi 2:n mukaisesti. Betonin paino on  $2500 \text{ kg/m}^3$ . Betoniraudoitteena käytetään B500B-raudoitetta, jonka myötölujuus on 500 MPa ja suunnittelulujuudet lasketaan Eurokoodi 2:n mukaisesti. Rakenneteräksen lujuusluokka on S355, sen myötölujuus on 355 MPa ja kimmokerroin 210 GPa. Rakenneteräksen suunnittelulujuudet lasketaan Eurokoodi 3:n mukaisesti.

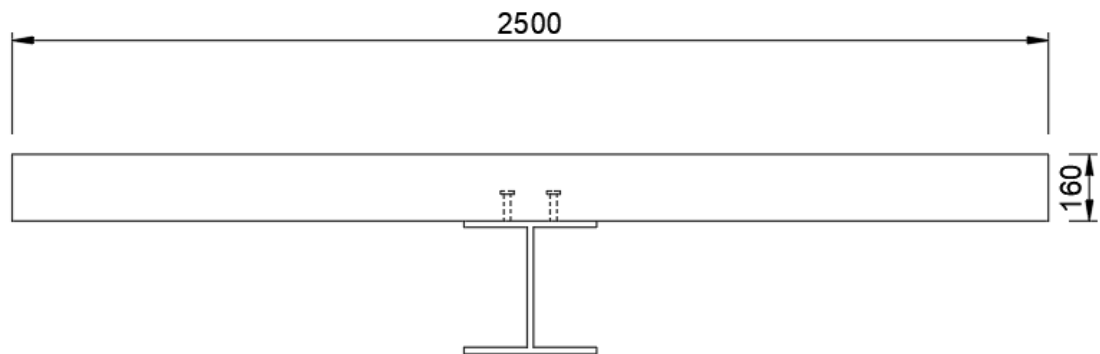
Liittorakenneratkaisussa teräsprofiilina käytetään IPE 400:aa, jolloin rakenteen kokonaiskorkeus on 560 mm. Teräspalkin paino on 66,3 kg/m.

Ensimmäisessä ratkaisussa, jossa teräsprofiilia ei ole liitetty betonilaattaan, teräsprofiilina käytetään IPE 500:aa, jolloin kokonaiskorkeudeksi muodostuu 660 mm. Nimitetään tätä ratkaisua Teräsprofiiliratkaisu 1:ksi. Teräspalkin paino on 90,7 kg/m.

Toisessa edellistä vastaavassa ratkaisussa teräsprofiilina käytetään HEA 360:ää, jolloin rakenteen kokonaiskorkeus on 510 mm. Nimitetään tätä ratkaisua Teräsprofiiliratkaisu 2:ksi. Teräspalkin paino on 112,1 kg/m.

Betonisessa laattapalkkiratkaisussa betonipalkin korkeus on 770 mm ja leveys 400 mm. Betonilaatta muodostaa palkin sivuille 1050 mm leveät laipat, joiden korkeus on 160 mm. Näin kokonaisleveys säilyy edelleen 2500 mm:ssä. Palkin vetorausoitukseksi käytetään neljää T32-raudoitetankoa.

Ratkaisujen geometrian periaate voidaan nähdä kuvasta 24.



Kuva 24. Laskennassa käytetyn palkin periaatekuva. Yksiköt millimetreissä.

#### 4.2.2 Laskennan kulku

Työssä laskettiin Eurokoodi 4:n mukaisesti liittorakenteen lyhytaikainen taivutusjäykkyys  $EI_{com}$  ja murtorajatilán taivutusmomenttikestävyys  $M_{Rd}$ . Betonin virumista ja kutistumaa ei otettu huomioon taivutusjäykkyyttä laskiessa. Teräsprofiiliratkaisujen taivutusjäykkyys laskettiin ratkaisemalla ensin Eurokoodi 2:n mukaisesti betonilaatan taivutusjäykkyys  $EI_{ef}$  ja lisäämällä siihen lujuusopin mukaisesti laskettu teräsprofiilin taivutusjäykkyys  $EI_a$ . Sama menettelytapa oli teräsprofiiliratkaisujen taivutusmomenttikestävyysien laskennassa. Laattapalkkiratkaisussa laskettiin Eurokoodi 2:n mukaisesti taivutusjäykkyys  $EI_{ef}$  ja taivutusmomenttikestävyys  $M_{Rd}$ . Suureet laskettiin käsin käyttäen apuna Mathcad-ohjelmistoa.

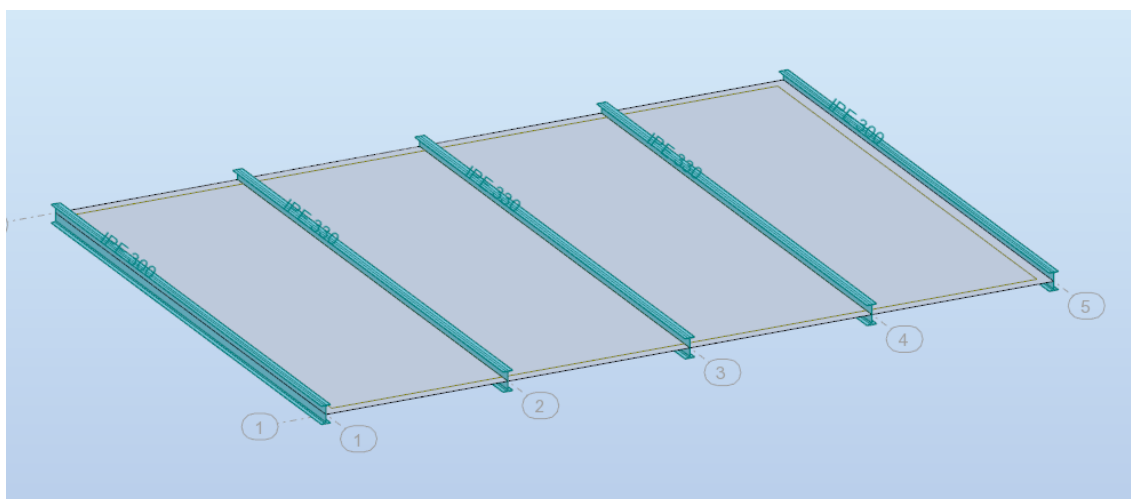
### 4.3 Vertailulaskelma 2: Kustannustehokkuus

Kustannustehokkuus juontuu rakenteellisesta tehokkuudesta, jonka johdosta materiaaleja voidaan käyttää vähemmän kuin perinteisissä rakenneratkaisuissa. Kustannustehokkuutta selvitetessä mitoitettiin kuvitteellisen Oulussa sijaitsevan teollisuusrakennuksen välipohja ja laskettiin rakennus- ja materiaalikustannukset. Välipohja toteutettiin neljällä erilaisella ratkaisulla, joista yksi oli neliaukkoinen liittopalkkiratkaisu, toinen oli vastaava ratkaisu ilman betonilaatan ja teräspalkin välistä leikkausliitosta, kolmas oli kaksiaukkoinen umpilaatta, joita kannattelee puolesta välistä laattaa betonipalkki, ja neljäs on yksiaukkoinen umpilaatta.

### 4.3.1 Välipohjaratkaisujen geometria ja materiaalivekiot

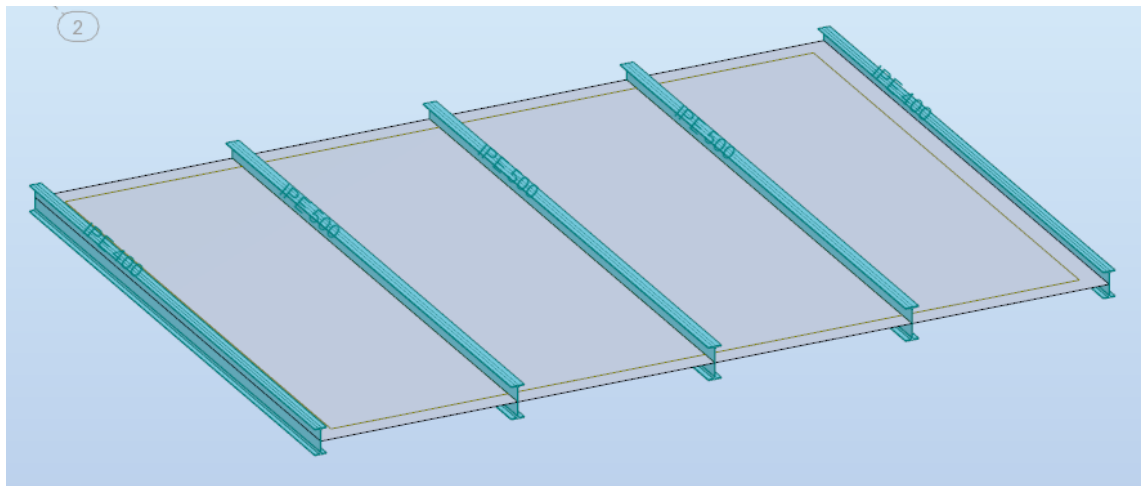
Välipohjaratkaisujen geometria koostuu betonilaatasta ja sitä kannattelevista palkeista. Välipohja on 9 m pitkä ja 12 m leveä. Betonilaatan paksuus ja teräsprofiilit vaihtelevat ratkaisukohtaisesti. Kaikissa ratkaisuissa käytettiin betonia, jonka lujuusluokka on C30/37, sekä betoniraudoitetta, jonka lujuusluokka on B500B. Teräksenä käytettiin S355-luokan terästä. Materiaalien suunnittelulujuudet laskettiin eurokoodien mukaisesti.

Ratkaisu 1 on neliaukkoinen liittopalkein tuettu välipohja. Laatta valetaan liittolevyn päälle, jonka poimun korkeus on 48 mm. Laatan umpiosan korkeus on 120 mm. Laatan kolme keskipalkkia ovat profiililtaan IPE330, ja kaksi reunapalkkia ovat profiililtaan IPE300 (kuva 25).



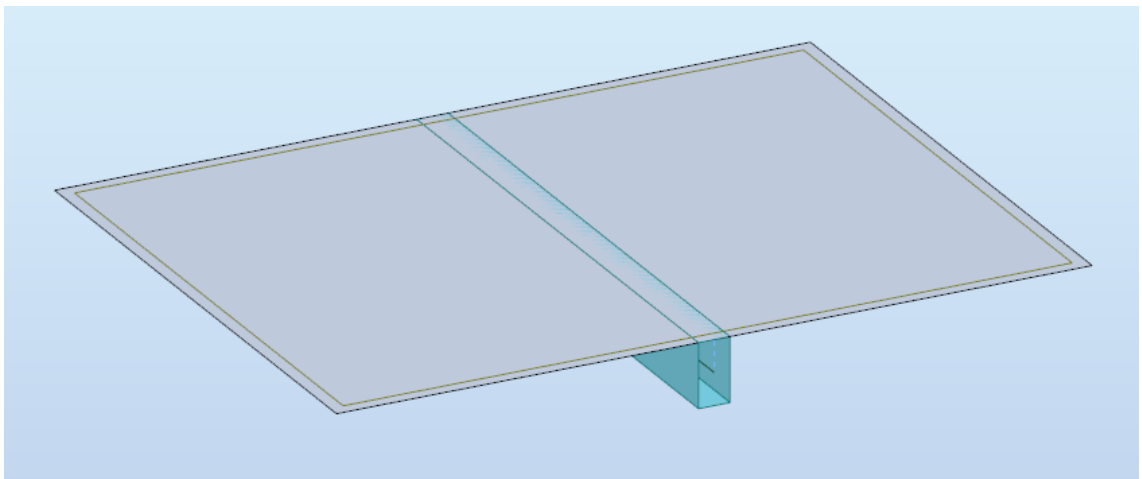
Kuva 25. Ratkaisun 1 periaatekuva.

Ratkaisu 2 on neliaukkoinen välipohja, jota tuetaan teräspalkeilla. Teräspalkkeja ei ole liitetty betonilaattaan leikkaustapein. Laatan geometria on sama kuin ratkaisussa 1. Kolme laattaa kannattelevaa keskipalkkia ovat profiililtaan IPE500, ja kaksi reunapalkkia ovat profiililtaan IPE400 (kuva 26).



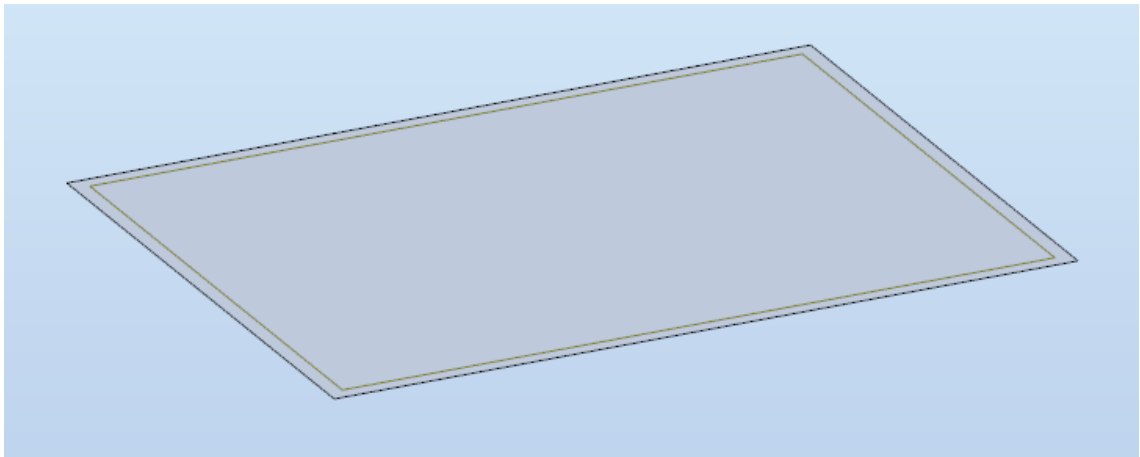
Kuva 26. Ratkaisun 2 periaatekuva.

Ratkaisu 3 on kaksiaukkoinen välipohja, jota kannattelee 1200 mm korkea ja 500 mm leveä betonipalkki laatan pituussuunnan puolella välissä. Laatan paksuus on 180 mm. Palkki lävistää laatan, eli rakenteen kokonaiskorkeus on sama kuin palkin korkeus. Kuvasta 27 voidaan nähdä ratkaisun periaate.



Kuva 27. Ratkaisun 3 periaatekuva.

Ratkaisu 4 on yksiaukkoinen umpilaatta. Laatan paksuus on 220 mm (kuva 28).



Kuva 28. Ratkaisun 4 periaatekuva.

#### 4.3.2 Välipohjan kuormitus ja reunaehdot

Välipohjaa kuormittaa kaikissa ratkaisuissa omapaino, joka määräytyy rakennevahvuuksien mukaan, ja  $10 \text{ kN/m}^2$  hyötykuorma. Liittopalkkiratkaisussa ja teräspalkkiratkaisussa laatta kantaa yhteen suuntaan, mutta umpilaatat kantavat ristiin. Välipohjat ovat reunoiltaan ja palkit päistään niveltuettuja.

#### 4.3.3 Suunnitteluperusteet ja mitoituksen kulku

Rakenteiden mitoitus suoritettiin käyttämällä hyväksi Robot ja Pupax -ohjelmistoja voimasuureiden ratkaisuun ja mitoittamiseen, sekä Mathcad-ohjelmistoa käsin mitoittamiseen. Kuormitusyhdistelyt tehtiin standardin EN 1990 mukaisesti. Välipohjan ajateltiin kuuluvan seuraamusluokkaan CC2, joten kuormitusyhdistelyt tehtiin luotettavuusluokassa RC2. Mitoitus tapahtui tapaukseen asiaankuuluvan eurokoodin mukaisesti. Ratkaisut mitoitettiin noin 80-90 prosentin käyttöasteelle.

Murtorajatilan kuormitusyhdistelyinä käytettiin seuraavia yhdistelyjä:

$$1,35K_{FI}G_k \quad (70)$$

ja

$$1,15K_{FI}G_k + 1,5K_{FI}Q_k, \quad (71)$$

joissa  $K_{FI}$  on luotettavuusluokan RC2 mukaisesti 1,0,  
 $G_k$  on pysyvän kuorman karakteristinen suuruus ja  
 $Q_k$  on muuttuvan kuorman karakteristinen suuruus.

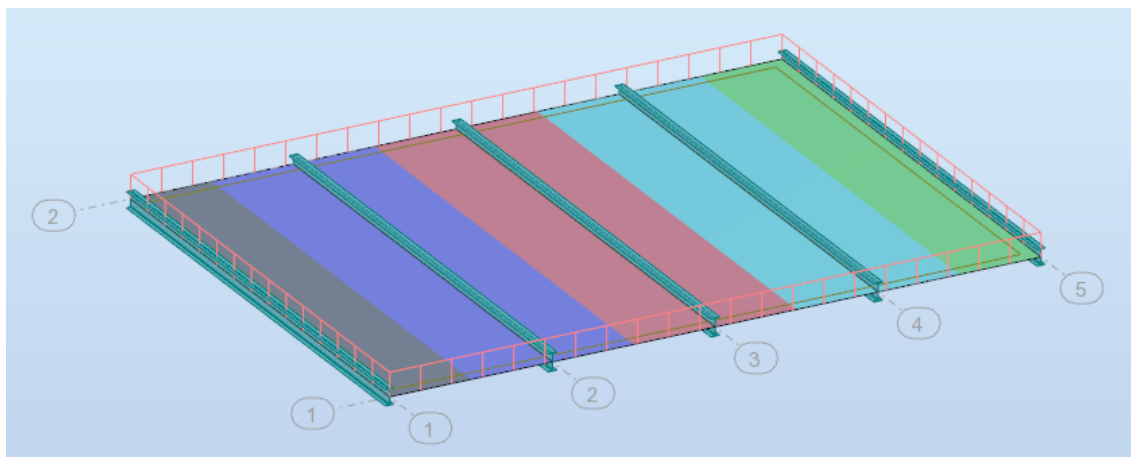
Käyttörajan kuormitusyhdistely on

$$G_k + Q_k. \quad (72)$$

Ratkaisuissa 1 ja 2 kuormitusyhdistelyt tehtiin käsin lausekkeiden (70) ja (71) mukaisesti. Neliaukkoisen yhteen suuntaan kantavan laatan voimasuureet ratkaistiin Pupax-ohjelmistolla ottamalla laatasta metrin leveä palkkikaista ja asettamalla siihen vaikuttamaan kuormitusyhdistelyjen mukaiset kuormat. Suurin tukimomentti saatiin asettamalla palkin koko pituudelle lausekkeen (71) mukainen kuormitus ja suurin kenttämomentti saatiin asettamalla lausekkeen (70) mukainen kuormitus joka toiseen aukkoon ja lausekkeen (71) mukainen kuormitus joka toiseen. Laatan laskelmat löytyvät liitteestä 2.

Yksi- ja kaksiaukkoisten laattojen voimasuureet ratkaistiin tekemällä Robot-ohjelmistolla laatoista FEM-malli. Laatat ovat kahteen suuntaan kantavia, joten FEM-analyysillä saadaan tarkemmat voimasuureet ja vähemmällä työllä kuin käsin laskemalla. Robot-ohjelmisto tekee kuormitusyhdistelyt automaattisesti ja ne vastaavat lausekkeiden (70)-(71) yhdistelyjä. Kaksiaukkoisessa tapauksessa suurin tukimomentti palkin ylle saatiin asettamalla muuttuva kuorma molempiin aukkoihin ja suurin kenttämomentti saatiin asettamalla muuttuva kuorma vain toiseen aukoista. Yksiaukkoiseen laattaan ei synny tukimomenttia ja suurin kenttämomentti saatiin asettamalla muuttuva kuorma koko laatan alueelle. Laattojen laskelmat löytyvät liitteistä 3 ja 4.

Palkkien voimasuureet ratkaistiin myös käyttäen Robot-ohjelmistoa. Neliaukkoisissa välipohjissa laatta mallinnettiin ”cladding”-elementtinä, joka on painoton ja jäykkyydetön tasoelementti. Sen tehtävä on jakaa tason alueella vaikuttavia kuormia liittyville elementeille. ”Cladding”-taso asetettiin jakamaan kuormia yhteen suuntaan, joten se vastaa täysin käsin laskennan periaatteita kuormien jakamisessa palkeille (kuva 29). Palkkien laskelmat löytyvät liitteistä 5, 6 ja 9.



Kuva 29. Robot-ohjelmiston "cladding"-elementti. Kuvasta näkyy miten elementti jakaa kuormat palkeille.

Kaksiaukkoisen välipohjan tapauksessa palkin voimasuureet otettiin samasta mallista laatan voimasuureiden kanssa. Koska laatan voimasuureet on otettu mallista, joka ottaa huomioon palkin jäykkyyden, täytyy myös palkin voimasuureet ratkaista samasta mallista. Käsien laskennan tapauksessa palkki on äärettömän jäykkä ja tukimomenteista muodostuu suurempia kuin tapauksessa, jossa palkilla on äärellinen jäykkyys. Vastaavasti kenttämometti pienenee äärettömän jäykän palkin tapauksessa. Mikäli FEM-mallin haluaisi saada vastaamaan käsien laskennan periaatteita myös laatan osalta, täytyisi palkin jäykkyyttä muokata esimerkiksi suurentamalla kimmokerrointa niin, että palkin jäykkyys olisi mahdollisimman korkea. Tässä tapauksessa kuitenkin laatan ja palkin yhteistoiminta otettiin huomioon. Palkin korkeutta pienennettiin vähentämällä sen korkeudesta laatan korkeus ja asettamalla palkkiin sen keskilinjan sijainnin todennukaisemmaksi korjaava offset.

#### 4.3.4 Rakentamiskustannukset

Laskennan tavoitteena oli selvittää ja vertailla rakentamiskustannuksia eri ratkaisujen välillä. Rakentamiskustannuksiin vaikuttavat materiaalien ja työn hinta sekä määrä. Hintoihin taas vaikuttaa paikallinen hintataso. Hinnat ovat laskettu Oulun alueen hintatason mukaisesti. Hintatiedot perustuvat määrä- ja kustannuslaskija Tuomo Ronkaisen haastatteluihin.



Käytetyt hinnat ovat:

- betoni C30/37 materiaali ja valutyö: 300 €/m<sup>3</sup>
- betoniraudoite asennettuna: 2 €/kg
- rakenneteräs asennettuna: 3,6 €/kg
- leikkausliitin M19x100 asennettuna: 10 €/kpl
- liittolevy Ruukki CS48 asennettuna: 50 €/m<sup>2</sup>
- muottityöt: 150 €/m<sup>2</sup>.

Microsoft Excel -ohjelmistolla tehtiin laskentapohja, johon syötettiin yllä olevat hintatiedot. Laskentapohja laskee betonin, muottitöiden ja liittolevyn määrän syötettyjen geometriaparametrien perusteella. Pohjaan syötettiin myös raudoitteen määrä, josta pohja laskee raudoitteen kokonaispainon. Pohja laskee pääterästen määrän, mutta ei mahdollisten hakojen määrää. Rakenneteräksen määrä ilmoitetaan metreinä per teräsprofiili, josta pohja laskee rakenneteräksen painon ja hinnan. Leikkausliittimet ilmoitetaan kappalemäärinä. Näistä kustannuksista pohja laskee lopulta kokonaiskustannuksen välipohjaratkaisua kohden. Excel-laskelma löytyy liitteestä 1.

#### 4.4 Vertailulaskelma 3: Kasvihuonekaasupäästöt

Kasvihuonekaasupäästöt laskettiin vertailulaskelma 2:n välipohjaratkaisuille. Laskentaan käytettiin samaa Excel-laskentapohjaa, jolla kustannukset laskettiin. Pohja laskee rakennusmateriaalien määrän kilogrammoina, jonka jälkeen määrää kerrotaan materiaalin hiilidioksidiekvivalentilla. Hiilidioksidiekvivalenttien arvot perustuvat Suomen ympäristökeskus SYKE:n ympäristöministeriön toimeksiannosta maaliskuussa 2021 avaamaan internet-sivustoon [co2data.fi](https://co2data.fi). Hiilidioksidiekvivalentit lasketaan standardin SFS-EN 15804 mukaisten tuotteen elinkaaren moduulien A1-A3 mukaisesti, eli ekvivalenteissa otetaan huomioon raaka-aineet, kuljetus ja valmistus. Sivuston mukaiset konservatiiviset hiilidioksidiekvivalentit rakennusmateriaaleille ovat:

- betoni C30/37 0,14 kg CO<sub>2</sub>e/kg
- rakenneteräs 3 kg CO<sub>2</sub>e/kg
- betoniraudoite 0,67 kg CO<sub>2</sub>e/kg ja
- liittolevy 3,1 kg CO<sub>2</sub>e/kg.

Osalle materiaaleista tietokanta antaa myös ”hiilikädenjäljen”, joka tarkoittaa tuotteen, prosessin tai palvelun päästövähennyspotentiaalia (Sitra 2021). Hiilikädenjälkeä ei kuitenkaan sovi vähentää suoraan hiilijalanjäljestä, vaan se ilmoitetaan aina absoluuttisina nettoilmastovaikutuksina. Ympäristöministeriön mukaan myös hiilikädenjäljen laskentaan tarvitaan yhteiset pelisäännöt viherpesun välttämiseksi. (Ympäristöministeriö 2021.) Tässä työssä kasvihuonekaasupäästöistä tehtiin kuitenkin erillinen vertailulaskelma, jossa myös hiilikädenjälki on huomioitu. Tietokannan mukaiset hiilikädenjäljet ovat:

- rakenneteräs -1,3 kg CO<sub>2</sub>e/kg ja
- liittolevy -1,5 kg CO<sub>2</sub>e/kg.

Muille rakennusmateriaaleille ei ole tällä hetkellä saatavilla hiilikädenjälkeä.

## 5 Tulokset

Tässä luvussa esitellään edellisessä kappaleessa määriteltyjen laskelmien tulokset ja tehdään niihin liittyvää pohdintaa.

### 5.1 Rakenteellinen tehokkuus

Liittorakenteisen palkin taivutusmomenttikestävyydeksi  $M_{pl,Rd}$  saatiin täydellisellä leikkausliitoksella 973,6 kNm. Liittopalkin taivutusjäykkyys  $EI_{com}$  oli 199,1 MNm<sup>2</sup> ja kokonaispaino 10663 kg.

Teräsprofiiliratkaisu 1:n taivutusmomenttikestävyydeksi  $M_{Rd1}$  saatiin 964,3 kNm. Rakenteen taivutusjäykkyys  $EI_1$  oli 106,8 MNm<sup>2</sup> ja kokonaispaino 10907 kg.

Teräsprofiiliratkaisu 2:n taivutusmomenttikestävyydeksi  $M_{Rd1}$  saatiin 926,6 kNm. Rakenteen taivutusjäykkyys  $EI_2$  oli 75,0 MNm<sup>2</sup> ja kokonaispaino 11121 kg.

Betonisen laattapalkkiratkaisun taivutusmomenttikestävyydeksi  $M_{Rd,c}$  saatiin 975,1 kNm. Rakenteen taivutusjäykkyys  $EI_{ef}$  oli 299,052 MNm<sup>2</sup> ja kokonaispaino 15100 kg.

Ratkaisujen taivutusjäykkyydet ja kokonaispaino verrattuna liittorakenteeseen voidaan nähdä taulukosta 2.

Taulukko 2. Työssä käytettyjen ratkaisujen rakenteellista tehokkuutta mittaavat suuret verrattuna liittorakenteeseen.

Rakenneratkaisu, sulkeissa käytetty teräsprofiili	Liittorak. (IPE 400)	Teräspr. 1 (IPE 500)	Teräspr. 2 (HEA 360)	Betonirak.
Momenttikapasiteetti	1	0,99	0,95	1,00
Taivutusjäykkyys	1	0,54	0,38	1,50
Kokonaispaino	1	1,02	1,04	1,42
Kokonaiskorkeus	1	1,18	0,91	1,38
Teräsprofiilin paino	1	1,37	1,69	
Betonin paino	1	1	1	1,61

Tuloksista nähdään, että liittorakenneratkaisu samalla momenttikestävyydellä kuin muissa ratkaisuissa on 1,9-2,6 kertaa jäykempi kuin ratkaisut, joissa teräspalkkia ei ole liitetty betoniin leikkausliittimillä. Terästä käytetään näissä leikkausliitoksettomissa ratkaisuissa 37-69 prosenttia enemmän kuin liittopalkissa. Betoninen laattapalkkiratkaisu on ratkaisusta kuitenkin jäykin, 1,5 kertaa jäykempi kuin liittopalkki. Käytetty betonipalkkiratkaisu on kuitenkin 1,38 kertaa korkeampi kuin liittopalkki, mikä osaltaan lisää betonirakenteen jäykkyyttä suhteessa matalampaan liittorakenteeseen.

## 5.2 Kustannustehokkuus

Liittorakenteisen välipohjan kokonaiskustannuksiksi muodostui 22207,65 euroa. Tästä summasta betonin osuus on 3888 euroa, rakenneteräksen 7507,08 euroa, liittolevyn 5400 euroa, leikkaustappien 2820 euroa ja raudoitteen osuus 2592,57 euroa. Hintatiedot nähdään taulukosta 3.

Taulukko 3. Liittorakenteisen välipohjan rakentamiskustannukset.

### Hinta, liittorakenne

<b>Betoni</b>	<b>300 €/m<sup>3</sup></b>	<b>3888 €</b>
<b>Teräs</b>	<b>3,6 €/kg</b>	<b>7507,08 €</b>
<b>Liittolevy</b>	<b>50 €/m<sup>2</sup></b>	<b>5400 €</b>
<b>Leikkaustapit</b>	<b>10 €/kpl</b>	<b>2820 €</b>
<b>Raudoite</b>	<b>2 €/kg</b>	<b>2592,572 €</b>
<b>Yht.</b>		<b>22207,65 €</b>

Välipohjan, jota kannattelee teräspalkit, jotka eivät ole liitetty betoniin leikkaustapein, kokonaiskustannuksiksi muodostui 24992,85 euroa, joka on 13 prosenttia enemmän kuin liittorakenneratkaisu. Tästä summasta betonin osuus on 3888 euroa, rakenneteräksen 13112,28 euroa, liittolevyn 5400 euroa ja betoniraudoitteen osuus 2592,57 euroa (taulukko 4).

Taulukko 4. Leikkausliitoksettomalla teräspalkistolla kannatellun välipohjan rakentamiskustannukset.

**Hinta, teräspalkistoratkaisu**

<b>Betoni</b>	<b>300 €/m3</b>	<b>3888 €</b>
<b>Teräs</b>	<b>3,6 €/kg</b>	<b>13112,28 €</b>
<b>Liittolevy</b>	<b>50 €/m2</b>	<b>5400 €</b>
<b>Leikkaustapit</b>	<b>10 €/kpl</b>	<b>0 €</b>
<b>Raudoite</b>	<b>2 €/kg</b>	<b>2592,572 €</b>
<b>Yht.</b>		<b>24992,85 €</b>

Kaksiaukkoisen, betonipalkilla kannatellun välipohjan kokonaiskustannuksiksi muodostui 31274,24 euroa, joka on 41 prosenttia enemmän kuin liittorakenneratkaisu. Tästä summasta betonin osuus on 7209 euroa, muottitöiden 18954 euroa ja raudoitteen osuus 5111,25 euroa (taulukko 5).

Taulukko 5. Kaksi aukkoisen, betonipalkilla kannatellun välipohjan rakentamiskustannukset.

**Hinta**

<b>Betoni</b>	<b>300 €/m3</b>	<b>7209 €</b>
<b>Teräs</b>	<b>3,6 €/kg</b>	<b>€</b>
<b>Muottityöt</b>	<b>150 €/m2</b>	<b>18954 €</b>
<b>Raudoite</b>	<b>2 €/kg</b>	<b>5111,245 €</b>
<b>Yht.</b>		<b>31274,24 €</b>

Yksiaukkoisen, umpibetonisen välipohjan kokonaiskustannuksiksi muodostui 30286,74 euroa, joka on 36 prosenttia enemmän kuin liittorakenneratkaisu. Betonin osuus on 7128 euroa, muottitöiden 16200 euroa ja raudoitteen osuus 6958,74 euroa (taulukko 6).

Taulukko 6. Yksiaukkoisen välipohjan rakentamiskustannukset.

**Hinta**

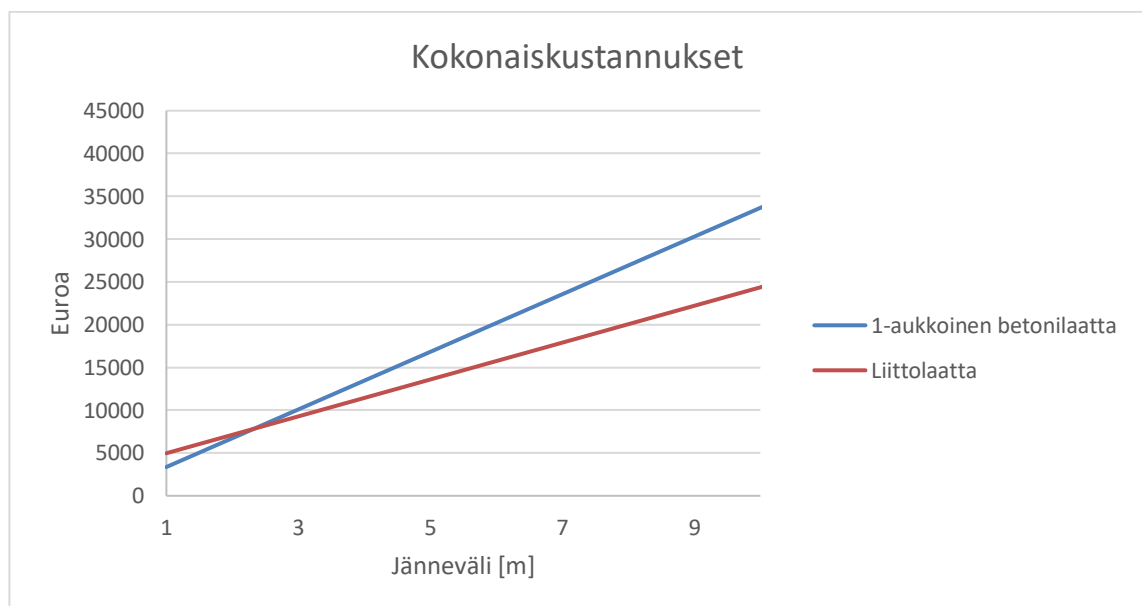
<b>Betoni</b>	<b>300 €/m3</b>	<b>7128 €</b>
<b>Teräs</b>	<b>3,6 €/kg</b>	<b>€</b>
<b>Muottityöt</b>	<b>150 €/m2</b>	<b>16200 €</b>
<b>Raudoite</b>	<b>2 €/kg</b>	<b>6958,742 €</b>
<b>Yht.</b>		<b>30286,74 €</b>

Taulukosta 7 nähdään ratkaisujen kokonaiskustannukset ja niiden erotus liittorakenteiseen ratkaisuun.

Taulukko 7. Ratkaisujen kokonaiskustannukset.

Kokonaiskustannukset ratkaisuittain			
Ratkaisu	Kustannukset	Hintaero liittorakenteeseen	
Liittorakenne	22 207,65 €		
Teräspalkistolla kannateltu	24 992,85 €	2 785,20 €	12,5 %
2-aukkoinen, betonipalkilla kannateltu	31 274,24 €	9 066,59 €	40,8 %
1-aukkoinen betonilaatta	30 286,74 €	8 079,09 €	36,4 %

Kuvasta 30 nähdään liittorakenteen ja yksiaukkoisen betonilaatan kokonaiskustannukset laatan pituuden funktiona. Rakenteita ei optimoida laatan pituudelle sopivaksi, vaan muu geometria säilyy kuten alkuperäisessä, 9 metriä pitkässä ratkaisussa. Kuvaaja on siis suuntaa antava.



Kuva 30. Liittorakenteisen ja yksiaukkoisen betonisen välipohjan kokonaiskustannukset laatan pituuden funktiona.

### 5.3 Kasvihuonekaasupäästöt

Liittorakenteisen välipohjan kokonaishiilijalanjäljeksi muodostui 16478,18 kg CO<sub>2</sub>e. Tästä betonin osuus oli 4536 kg CO<sub>2</sub>e, rakenneteräksen 6255,9 kg CO<sub>2</sub>e, liittolevyn 4817,77 kg CO<sub>2</sub>e ja betoniraudoitteen osuus 868,51 kg CO<sub>2</sub>e (taulukko 8).

Taulukko 8. Liittorakenteisen välipohjan hiilijalanjälki.

#### Kasvihuonekaasupäästöt

<b>Betoni C30/37</b>	<b>0,14 kgCO<sub>2</sub>/kg</b>	<b>4536 kg CO<sub>2</sub>e</b>
<b>Rakenneteräs</b>	<b>3 kgCO<sub>2</sub>/kg</b>	<b>6255,9 kg CO<sub>2</sub>e</b>
<b>Liittolevy</b>	<b>3,1 kgCO<sub>2</sub>/kg</b>	<b>4817,772 kg CO<sub>2</sub>e</b>
<b>Leikkaustapit</b>	<b>NA kgCO<sub>2</sub>/kg</b>	<b>kg CO<sub>2</sub>e</b>
<b>Raudoite</b>	<b>0,67 kgCO<sub>2</sub>/kg</b>	<b>868,5118 kg CO<sub>2</sub>e</b>
<b>Yht.</b>		<b>16478,18 kg CO<sub>2</sub>e</b>

Liittorakenteisen välipohjan hiilikädenjäljeksi muodostui 11436,11 kg CO<sub>2</sub>e (taulukko 9).

Taulukko 9. Liittorakenteisen välipohjan hiilikädenjäljet.

#### Hiilikädenjäljet

<b>Rakenneteräs</b>	<b>1,3 kgCO<sub>2</sub>/kg</b>	<b>2710,89 kg CO<sub>2</sub>e</b>
<b>Liittolevy</b>	<b>1,5 kgCO<sub>2</sub>/kg</b>	<b>2331,18 kg CO<sub>2</sub>e</b>
<b>Yht.</b>		<b>5042,07 kg CO<sub>2</sub>e</b>

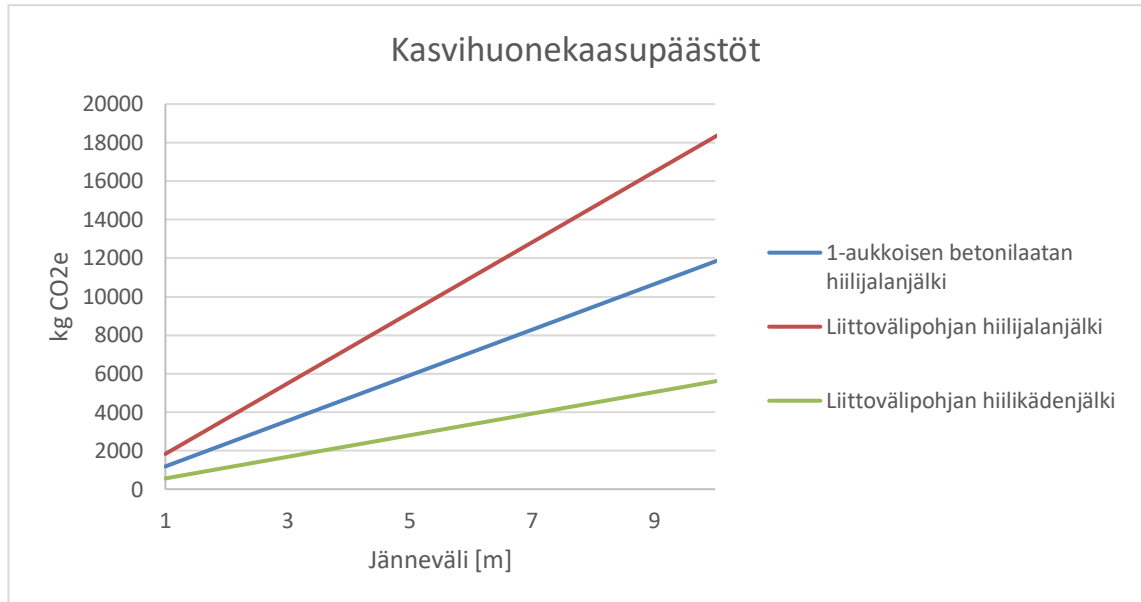
Betonirakenteisen umpilaattavälipohjan kokonaishiilijalanjäljeksi muodostui 10647,18 kg CO<sub>2</sub>e, josta betonin osuus oli 8316 kg CO<sub>2</sub>e ja raudoitteen osuus 2331,18 kg CO<sub>2</sub>e (taulukko 10).

Taulukko 10. Betonisen umpilaattavälipohjan hiilijalanjälki.

#### Kasvihuonekaasupäästöt

<b>Betoni C30/37</b>	<b>0,14 kgCO<sub>2</sub>/kg</b>	<b>8316 kg CO<sub>2</sub>e</b>
<b>Raudoite</b>	<b>0,67 kgCO<sub>2</sub>/kg</b>	<b>2331,179 kg CO<sub>2</sub>e</b>
<b>Muottityöt</b>	<b>NA kgCO<sub>2</sub>/kg</b>	<b>kg CO<sub>2</sub>e</b>
<b>Yht.</b>		<b>10647,18 kg CO<sub>2</sub>e</b>

Kuvasta 31 nähdään edellä mainitut hiilijalanjäljet ja hiilikädenjälki laatan pituuden funktiona. Kuten kustannuksien tapauksessa, myöskään tässä tapauksessa rakenteita ei ole optimoitu laatan muuttuvalle pituudelle, ja tulokset ovat siten suuntaa antavia.



Kuva 31. Liittorakenteisen ja yksiaukkoisen betonilaatan kasvihuonekaasupäästöt laatan pituuden funktiona.

## 5.4 Pohdintaa

Tässä kappaleessa käydään läpi vertailulaskelmiin ja niiden tuloksiin liittyvää pohdintaa sekä ajatuksia liittorakenteisen välipohjan valinnasta.

### 5.4.1 Vertailulaskelma 1: rakenteellinen tehokkuus

Rakenteellisen tehokkuuden osalta nähdään, että liittorakenteisella palkilla voi saavuttaa selvästi jäykempiä rakenteita kuin ratkaisulla, jossa betonilaattaa vain kannatellaan teräspalkilla. Tästä on erityisesti hyötyä pitkillä jänneväleillä, jossa taipumarajat tulevat määrääviksi mitoitus tekijöiksi. Betonisella rakenteella saadaan aikaan kuitenkin kaikkein jäykin rakenne. Betonisen rakenteen jäykkyys muodostuu osittain rakennekorkeuden kustannuksella, jolloin monikerroksisessa rakennuksessa rakennuksen kokonaiskorkeutta joudutaan kasvattamaan määrätyn huonekorkeuden saavuttamiseksi. Tämä osaltaan lisää rakentamisen kokonaiskustannuksia.



#### 5.4.2 Vertailulaskelma 2: kustannustehokkuus

Kustannustehokkuuden laskelmista nähdään, että liittorakenteinen välipohja on halvin ratkaisu. Toiseksi halvin on välipohja, jota kannatellaan teräspalkeilla ilman leikkausliitosta. Näiden ratkaisujen kustannusten erotus muodostuu rakenneteräksen määrästä, joka on 2. ratkaisussa huomattavasti suurempi.

Betoniset ratkaisut ovat huomattavasti kalliimpia kuin liittorakenneratkaisu. Tämä selittyy muottitöiden kalliilla hinnalla. Muottitöistä muodostuu tämän työn betonisissa rakenteissa noin puolet koko rakenteen kustannuksista. Muottitöiden hinta on verrannollinen muotittettavaan pinta-alaan ja siinä huomioidaan esimerkiksi palkkien kylkien pinta-ala.

Laskelmissa ei otettu huomioon rakentamiseen kulunutta aikaa. Muottityöt ovat aikaa vievä rakentamisvaihe ja niiden jäädessä pois rakentamisen kokonaiskestossa säästetään huomattavasti aikaa. Säästetty aika on verrannollinen rakennuksen kerrosten lukumäärään.

Tässä työssä ei käyty läpi liittorakenteiden palomitoitusta. Riittävän palonkestävyyden saavuttamiseksi liittorakenteen teräsosia voi kuitenkin joutua palosuojaamaan. Erilaisia palosuojausvaihtoehtoja ovat esimerkiksi teräsosien kotelointi betonilla tai ruiskutettavat palosuojamaalit. Näistä koituvia lisäkustannuksia ei kustannuslaskennassa otettu huomioon.

#### 5.4.3 Vertailulaskelma 3: kasvihuonekaasupäästöt

Aiemmin mainittu Suomen ympäristökeskuksen ylläpitämä hiilidioksidiekvivalenttitietokanta on vielä pilottivaiheessa ja osittain puutteellinen. Esimerkiksi leikkausliitinten tai muottitöiden osalta tietokannassa ei ole olemassa hiilidioksidiekvivalenttia.

Joka tapauksessa betonisen välipohjan kokonaiskasvihuonekaasupäästöt näyttäisivät jäävän pienemmäksi kuin liittorakenteisen välipohjan. Liittorakenteisen välipohjan laskelmista nähdään, että pelkästään liittolevyn päästöt ovat isommat kuin levyn päälle valettavan betonilaatan. Teräsmateriaalien hiilidioksidiekvivalentit ovat tietokannan mukaan huomattavasti korkeampia kuin betonimateriaalien.

Tässä työssä laskettiin myös liittorakenteisen välipohjan hiilikädenjälki, eli materiaalien uudelleenkäytöllä ja kierrättämisellä vältettävät päästöt. Laskelman tarkoitus on havainnollistaa rakenteen päästövähennyspotentiaalia. Kun hiilikädenjäljet otetaan huomioon, tippuu liittorakenteisen välipohjan päästöt huomattavasti, ja päästöt ovat jo melko lähellä betonista välipohjaa sillä oletuksella, että betonisen välipohjan hiilikädenjälki on nolla.

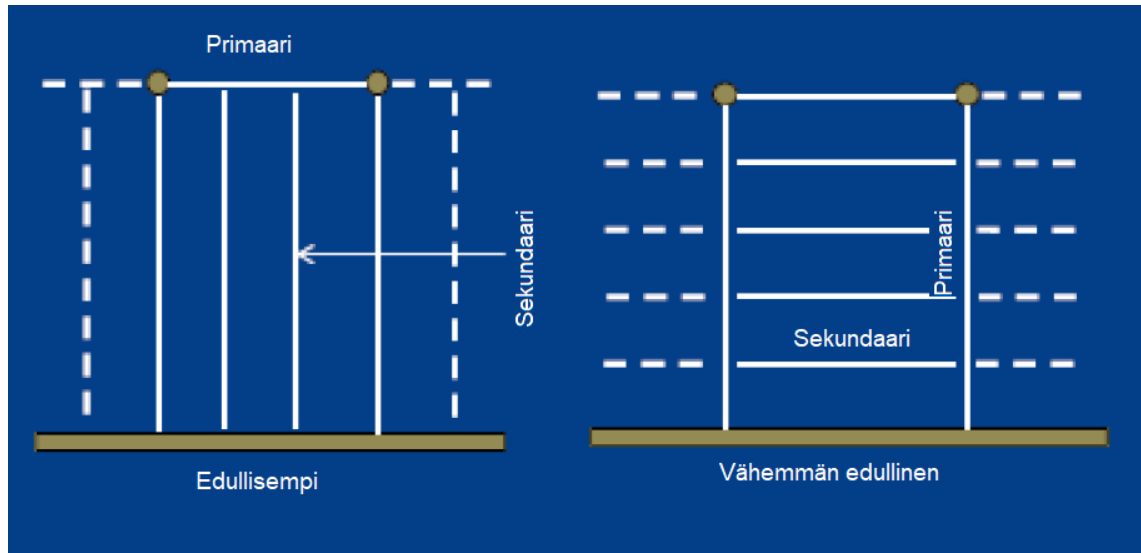
#### **5.4.4 Liittorakenteisen välipohjan valinta**

Liittorakenteisen välipohjan valinta perinteisempien ratkaisujen sijaan on monen tekijän summa. Pelkästään kustannukset tai rakenteellinen tehokkuus eivät ole riittäviä kriteerejä tekemään päätöstä. Valintaan vaikuttaa oleellisesti toiminnalliset kriteerit. Näitä ovat esimerkiksi tilanne, jossa välipohja rakennetaan todella korkealle alemmalta tukitasolta ja betonivalu muottitöistä muodostuisi kohtuuttoman suuri menoerä tukirakenteen suuruuden takia. Muottityöt veisivät tässä tapauksessa myös huomattavan paljon aikaa. Tällöin ratkaisu voisi olla teräspalkisto, joka kantaa valupaineen. Tällaisessa tapauksessa on kuitenkin lähes poikkeuksetta kannattavaa ottaa teräspalkistojen vetokapasiteetti hyötykäyttöön suunnittelemalla leikkausliitos palkin ja valettavan betonilaatan väliin.

Toinen valintaan vaikuttava toiminnallinen kriteeri on millaisia kuormia välipohjan tulee kantaa. Mikäli kuormitus on pääosin tasan jakautunutta eikä laatan alueella ole suuria pistekuormia on liittorakenne syytä ottaa mukaan vaihtoehtoihin. Mikäli laatan alueella on suuria pistekuormia täytyy laatan leikkaus- ja lävistymiskestävyys tarkastella. Kun liittorakenne on optimoitu momenttikestävyydelle betonilaatan korkeus saattaa olla huomattavan alhainen verrattuna betoniseen välipohjaratkaisuun. Tällöin liittolaatan leikkaus- ja lävistymiskestävyys on alhaisempi kuin betonilaattaratkaisun.

Yksi myös tärkeä toiminnallinen kriteeri on välipohjan layout. Liittorakenne on tehokkaimmillaan suorakulmaisissa layouteissa. Selvää rajaa sille, millä jännevälillä on järkevää siirtyä betonisesta ratkaisusta liittorakenneratkaisuun ei voida antaa. Tähän vaikuttaa liian monta tekijää, joita on jo yllä listattu. Liew (2018) ehdottaa kuitenkin teräsbetonisen palkin ja laatan maksimi jänneväliksi 9 metriä ja liittopalkille jänneväliä 8 metristä jopa 25 metriin asti. Liittopalkkeihin lukeutuu tässä tapauksessa kaikki sovellutukset aina perinteisestä betonilaatan ja teräksisen I-profiilin muodostavasta palkista (lyhin jänneväli) teräsristikkoiseen liittopalkkiin tai jännitettyyn liittopalkkiin (pisin jänneväli). Optimi layout liittopalkkeille on sellainen, jossa on pitkät

sekundaaripalkit ja lyhyet primaaripalkit. Tällöin materiaali on tehokkaasti käytössä ja sekundaari- ja primaaripalkkien profiilien koot ovat lähempänä toisiaan, mahdollisesti jopa samaa profiilia (kuva 32). (Liew 2018.)



Kuva 32. Liittorakenteisen välipohjan tehokas layout (mukaillen Liew 2018).

## 6 Yhteenveto

Tässä diplomityössä käytiin läpi yleisimmät liittorakennetyypit ja niiden käyttökohteet. Liittorakenteet sopivat erityisen hyvin rakennuksiin, joiden pohjaratkaisu on säännöllinen ja suorakulmainen. Tyypillisin käyttökohde on toimistorakennus. Tiloihin, joissa vaaditaan avaruutta, liittorakenteiset välipohjat voivat olla hyvä ratkaisu pidempien jännevälien ja sitä kautta pienemmän pilarien lukumäärän johdosta. Korkeissa rakennuksissa säästetään rakennuksen kokonaiskorkeudessa, kun välipohjien korkeus on pienempi ja talotekninen varustelu voidaan sijoittaa kulkemaan liittopalkkien läpi. Liittorakenteen keveämpi paino johtaa pienempiin pysyviin kuormiin pystyrakenteissa ja sitä kautta pienempiin pilarien poikkileikkauksiin.

Liittorakenteiden mitoitus on haastavampaa kuin joko pelkästään teräksisen tai betonisen rakenteen. Mitoittaminen vaatii molempien edellä mainittujen materiaalien mitoitusperiaatteiden ymmärtämisen. Liittorakenteen mitoitus vie enemmän aikaa kuin teräksisen tai betonisen rakenteen, mutta materiaalien tehokas käyttö ja rakentamisen nopeus takaavat liittorakenteesta kustannustehokkaan vaihtoehdon. Liittorakenteisen välipohjan kustannukset jäivät tämän työn laskelmissa selvästi alemmiksi kuin muiden vaihtoehtojen. Myös kirjallisuuskatsaus viittasi liittorakenteisten rakennuksien kustannustehokkuuteen verrattuna muihin ratkaisuihin.

Otettaessa huomioon pelkästään tuotteen elinkaaren alkupää eli raaka-aineet, kuljetukset ja valmistus, on betoninen välipohja tämän työn laskelmien perusteella ympäristöystävällisempi vaihtoehto. Teräksen kierrätyspotentiaali on kuitenkin korkea, ja otettaessa huomioon tuotteen koko elinkaari päästään liittorakenteisessa välipohjassa samoihin nettovaikutuksiin betonisen välipohjan kanssa. Täytyy ottaa huomioon, että tämän työn laskelmat perustuvat vielä jokseenkin kehitysvaiheessa olevaan tietokantaan.

Rakentamisen päästöissä on kuitenkin paljon jatkotutkimuspotentiaalia. Liittorakenteita tulisi verrata muihin ratkaisuvaihtoehtoihin tarkemmissa, enemmän eri vaihtoehtoja esittelevissä tutkimuksissa. Paras vertailuasetelma käytännön suunnittelun ja päätöksenteon kannalta olisi verrata kokonaisien rakennuskohteiden kasvihuonekaasupäästöjä eri toteutusvaihtoehtojen välillä. Rakennuskohteita ovat esimerkiksi kokonaiset rakennukset tai sillat.

## LÄHDELUETTELO

Autodesk Knowledge Network, 2021. Support and learning, Robot Structural Analysis Products, Composite Beam Design Extension [verkkodokumentti]. Autodesk Inc. Saatavissa: <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2021/ENU/RSAPRO-CompositeBeamDesign/files/GUID-63B6AFA7-8290-4695-9096-ACB008042306-htm.html> [viitattu 8.3.2021].

Dlubal Software, 2021. Composite structures, Composite beams [verkkodokumentti]. Dlubal Software, Inc. Saatavissa: <https://www.dlubal.com/en/products/stand-alone-structural-analysis-software/composite-structures/composite-beam> [viitattu 8.3.2021].

Hicks, S., Lawson, R., Rackham, J., Fordham, P., 2004. Comparative structure cost of modern commercial buildings. Lontoo: Steel Construction Institute.

Johnson, R. P., 1995. Composite Structures Of Steel And Concrete. Wiley.

Kahn, J. 1926. Composite Beam Construction. US-Patentti No. 1,597,278.

Kakko, H., 1982. Teoksessa: Tuntematon, Liittorakenteet. Helsinki: Suomen betoniyhdistys : Suomen rakennusinsinöörien liitto : Teräsrakenneyhdistys.

Liew, J. Y. R., 2018. Advanced structural steel design luentomateriaali. Singapore: National University of Singapore.

Lydman, M. 1998. Yhdistelmäarakenteet. Helsinki: Lohja Rudus.

Molkens, T., Dobrić, J., Rossi, B., 2019. Shear resistance of headed shear studs welded on welded plates in composite floors. Engineering Structures, Vol. 197.

Peikko Group Corporation, Paananen, T. & Leskelä, M. 2017. PG 0917: Behaviour and design of steel-concrete composite structures. Lahti: Peikko Group Corporation

Pelke, E., Kurrer, K.-E., 2015. On the evolution of steel-concrete composite construction. Chigago: Fifth International Construction History Congress.

Rackham, J. W., Couchman, G. H., Hicks, S. J., 2009. Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction. The Metal Cladding & Roofing Manufacturers Association. Saatavissa:  
[https://www.steelconstruction.info/images/b/b8/SCI\\_P300.pdf](https://www.steelconstruction.info/images/b/b8/SCI_P300.pdf)

Ruukki, 2012. Kantavat poimulevyt, Työohje, Liittolevy CS 48 [verkkodokumentti]. Ruukki Oy. Saatavissa: [https://cdn.ruukki.com/docs/default-source/b2b-documents/load-bearing-sheets/load-bearing-sheets/ruukki-liittolevyn-cs48-36-750-ty%C3%B6ohje\\_2012.pdf?sfvrsn=fb2ea585\\_2](https://cdn.ruukki.com/docs/default-source/b2b-documents/load-bearing-sheets/load-bearing-sheets/ruukki-liittolevyn-cs48-36-750-ty%C3%B6ohje_2012.pdf?sfvrsn=fb2ea585_2)

SFS-EN 15804:2012 + A2:2019, 2019. Sustainability of construction works. Environmental product declarations. Core rules for the product category of construction products. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 64 s.

SFS-EN 1990 + A1 + AC, 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 184 s.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 218 s.

SFS-EN 1993-1-1, 2005. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 99 s.

SFS-EN 1994-1-1, 2005. Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS, 101 s.

Sitra, 2021. Tulevaisuussanasto, Hiilikädenjälki [verkkodokumentti]. Helsinki: Suomen itsenäisyyden juhlarahasto Sitra. Saatavissa:  
<https://www.sitra.fi/tulevaisuussanasto/hiilikadenjalki/> [viitattu 8.3.2021].

Suomen betoniyhdistys & Teräsrakenneyhdistys. 2012. Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus: Eurocode 4 -oppikirja. Helsinki: BY-Koulutus.

Wendel, S. M., McConnel, R. E., 2000. Nonlinear FE-analysis of steel-concrete composite structures. *Journal of Structural Engineering*, 126 (6), s. 662-674.

Ympäristöministeriö, 2021. Rakentaminen ja maankäyttö, Vähähiilinen rakentaminen, Kysymyksiä ja vastauksia vähähiilisestä rakentamisesta [verkkodokumentti]. Helsinki: ympäristöministeriö. Saatavissa: <https://ym.fi/kysymyksia-ja-vastauksia-vahahiilisesta-rakentamisesta> [viitattu 13.4.2021].

Ympäristöministeriö, 2021. Rakentaminen ja maankäyttö, Vähähiilinen rakentaminen, Vähähiilisen rakentamisen tiekartta [verkkodokumentti]. Helsinki: ympäristöministeriö. Saatavissa: <https://ym.fi/vahahiilisen-rakentamisen-tiekartta> [viitattu 2.3.2021].

# LIITTEET

1. Liittorakenteisen välipohjan kustannusvertailu
2. Liittorakenteisen välipohjan betonilaatan laskelmat
3. 1-aukkoisen betonisen umpilaatan laskelmat
4. 2-aukkoisen betonisen umpilaatan laskelmat
5. Välipohjan liittopalkin IPE330 laskelmat
6. Välipohjan liittopalkin IPE300 laskelmat
7. Palkkivertailun liittopalkin IPE400 laskelmat
8. Palkkivertailun palkkien laskelmia
9. Välipohjan betonipalkin 1200x500 laskelmat



## Liittolaatan vertailulaskelmat

Taso 12m x 9m, jaettu lyhyen sivun suuntaisilla palkeilla, kohde Oulussa

### Betoninen 1

Kaksiaukkoinen, betonipalkilla

#### Betonilaatta

Aukkoja	2 kpl	
Laatan leveys	9 m	
Jänneväli	6 m	
Laatan pinta-ala	108 m <sup>2</sup>	
Tilavuuspaino γ	2500 kg/m <sup>3</sup>	
Paksuus	180 mm	
Teräksen paino	7850 kg/m <sup>3</sup>	
Alapinnan vetorausdoite x-suunta	905 mm <sup>2</sup> /m	T12k125
Yläpinnan vetorausdoite x-suunta tuki	1608 mm <sup>2</sup> /m	T16k125
Yläpinnan vetorausdoite x-suunta kenttä	402 mm <sup>2</sup> /m	T8k125
Alapinnan vetorausdoite y-suunta	524 mm <sup>2</sup> /m	T10k150
Yläpinnan vetorausdoite y-suunta	335 mm <sup>2</sup> /m	T8k150

Betonin tilavuus	19,44 m <sup>3</sup>
Betonin paino	48600 kg

Raudoitteen tilavuus	0,299052 m <sup>3</sup>
Raudoitteen paino	2347,558 kg

#### Betonipalkki

Korkeus	1,2 m	
Leveys	0,5 m	
Pituus	9 m	
Alapinnan raudoitus	2945 mm <sup>2</sup>	5T32
Yläpinnan raudoitus	0 mm <sup>2</sup>	

Betonin tilavuus	5,4 m <sup>3</sup>
Betonin paino	13500 kg

Raudoitteen tilavuus	0,026505 m <sup>3</sup>
Raudoitteen paino	208,0643 kg

<b>Betonin kokonaistilavuus</b>	<b>24,03 m<sup>3</sup></b>
<b>Betonin kokonaispaino</b>	<b>60075 kg</b>

<b>Raudoitteen kokonaistilavuus</b>	<b>0,325557 m<sup>3</sup></b>
<b>Raudoitteen kokonaispaino</b>	<b>2555,622 kg</b>

#### Hiiliekvivalentit

Betoni C30/37	0,14 kgCO <sub>2</sub> /kg
Rakenneteräs	3 kgCO <sub>2</sub> /kg
Raudoite	0,67 kgCO <sub>2</sub> /kg
Leikkaustapit	

**Betoninen 2***Yksiaukkoinen***Betonilaatta**

Aukkoja	1 kpl	
Laatan leveys	9 m	
Jänneväli	12 m	
Laatan pinta-ala	108 m <sup>2</sup>	
Tilavuuspaino γ	2500 kg/m <sup>3</sup>	
Paksuus	220 mm	
Teräksen paino	7850 kg/m <sup>3</sup>	
Alapinnan vetorausdoite x-suunta	2094 mm <sup>2</sup> /m	T20k150
Yläpinnan vetorausdoite x-suunta	335 mm <sup>2</sup> /m	T8k150
Alapinnan vetorausdoite y-suunta	1340 mm <sup>2</sup> /m	T16k150
Yläpinnan vetorausdoite y-suunta	335 mm <sup>2</sup> /m	T8k150

Betonin tilavuus	23,76 m <sup>3</sup>
Betonin paino	59400 kg

Raudoitteen tilavuus	0,443232 m <sup>3</sup>
Raudoitteen paino	3479,371 kg

<b>Betonin kokonaistilavuus</b>	<b>23,76 m<sup>3</sup></b>
<b>Betonin kokonaispaino</b>	<b>59400 kg</b>

<b>Raudoitteen kokonaistilavuus</b>	<b>0,443232 m<sup>3</sup></b>
<b>Raudoitteen kokonaispaino</b>	<b>3479,371 kg</b>

**Liittorakenteinen***Neljäaukkoinen***Betonilaatta**

Aukkoja	4 kpl	
Laatan leveys	9 m	
Jänneväli	3 m	
Laatan pinta-ala	108 m <sup>2</sup>	
Reunapalkkeja	2 kpl	IPE300
Keskipalkkeja	3 kpl	IPE330
Tilavuuspaino γ	2500 kg/m <sup>3</sup>	
Paksuus	120 mm	
Teräksen paino	7850 kg/m <sup>3</sup>	
Yläpinnan teräkset, x-suunta	524 mm <sup>2</sup> /m	T12k150
Alapinnan teräkset, x-suunta	335 mm <sup>2</sup> /m	T8k150
Ylä- ja alapinnan teräkset, y-suunta	335 mm <sup>2</sup> /m	T8k150
Liittolevyn paino	14,39 kg/m <sup>2</sup>	
Liittolevyn kokonaispaino	1554,12 kg	
Betonin tilavuus	12,96 m <sup>3</sup>	
Betonin paino	32400 kg	
Raudoitteen tilavuus	0,165132 m <sup>3</sup>	
Raudoitteen paino	1296,286 kg	

**Teräsprofiilit**

Profiili	Paino [kg/m]	Metrejä	Metrejä	Kokonaispaino [kg]
IPE240	30,7	0	0	0
IPE270	36,1	0	0	0
IPE300	42,2	0	18	759,6
IPE330	49,1	27	0	1325,7
IPE360	57,1	0	0	0
IPE400	66,3	0	0	0
IPE450	77,6	0	0	0
IPE500	90,7	0	0	0
HEA280	76,4	0	0	0
HEA300	88,3	0	0	0
HEA340	104,8	0	0	0
HEA360	112,1	0	0	0
HEA400	124,8	0	0	0
HEA450	139,8	0	0	0
HEA500	155,1	0	0	0
HEA600	177,8	0	0	0
Yht.				2085,3

**Leikkausliittimet**

Reunapalkkeja	2 kpl
- Liittimiä per	24 kpl
Keskipalkkeja	3 kpl
- Liittimiä per	31 kpl
Liittimien paino	12,24135

**Teräspalkisto***Neljäaukkoinen***Betonilaatta**

Aukkoja	4 kpl	
Laatan leveys	9 m	
Jänneväli	3 m	
Laatan pinta-ala	108 m <sup>2</sup>	
Reunapalkkeja	2 kpl	IPE400
Keskipalkkeja	3 kpl	IPE500
Tilavuuspaino γ	2500 kg/m <sup>3</sup>	
Paksuus	120 mm	
Teräksen paino	7850 kg/m <sup>3</sup>	
Yläpinnan teräkset, x-suunta	524 mm <sup>2</sup> /m	T12k150
Alapinnan teräkset, x-suunta	335 mm <sup>2</sup> /m	T8k150
Ylä- ja alapinnan teräkset, y-suunta	335 mm <sup>2</sup> /m	T8k150
Liittolevyn paino	14,39 kg/m <sup>2</sup>	

Liittolevyn kokonaispaino	1554,12 kg
---------------------------	------------

Betonin tilavuus	12,96 m <sup>3</sup>
Betonin paino	32400 kg

Raudoitteen tilavuus	0,165132 m <sup>3</sup>
----------------------	-------------------------

Raudoitteen paino	1296,286 kg
-------------------	-------------

**Teräsprofiilit**

Profiili	Paino [kg/m]	Metrejä	Metrejä	Kokonaispaino [kg]
IPE240	30,7	0	0	0
IPE270	36,1	0	0	0
IPE300	42,2	0	0	0
IPE330	49,1	0	0	0
IPE360	57,1	0	0	0
IPE400	66,3	0	18	1193,4
IPE450	77,6	0	0	0
IPE500	90,7	27	0	2448,9
HEA280	76,4	0	0	0
HEA300	88,3	0	0	0
HEA340	104,8	0	0	0
HEA360	112,1	0	0	0
HEA400	124,8	0	0	0
HEA450	139,8	0	0	0
HEA500	155,1	0	0	0
HEA600	177,8	0	0	0
Yht.				3642,3

**Leikkausliittimet**

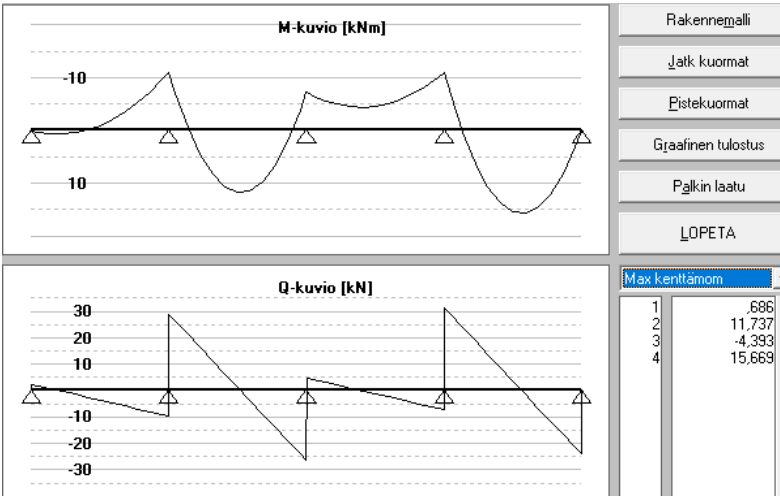
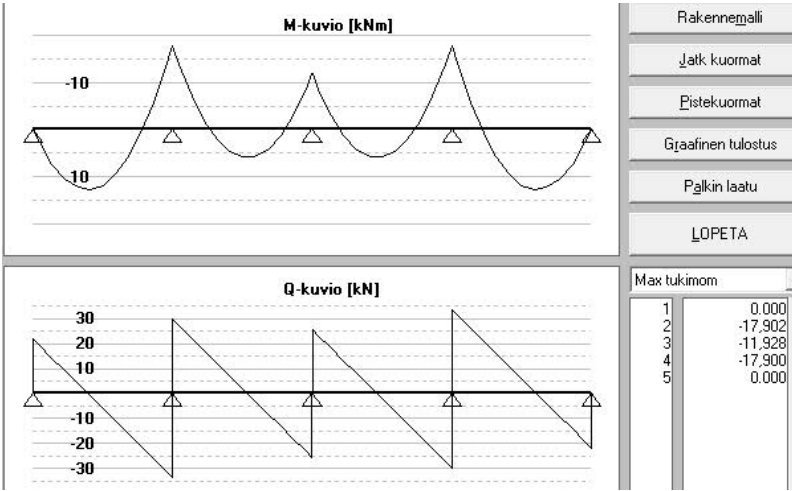
Reunapalkkeja	2 kpl
- Liittimiä per	kpl
Keskipalkkeja	3 kpl
- Liittimiä per	kpl

$g_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$q_k := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$p_{Ed1} := 1.15 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k = 18.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$p_{Ed2} := 1.35 \cdot g_k = 4.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$



$m_{Ed.tuki} := 17.9 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

$m_{Ed.kentta} := 15.7 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

**Betonilaatan taivutusmitoitus murtorajatilassa**

$$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1$$

**Yläpinnan vetoteräket**

Lähtöarvot:

Leveys:	$b := 1000\text{mm}$
Korkeus:	$h := 120\text{mm}$
Mitotusmomentti:	$m_{Ed} := m_{Ed.tuki}$
Betonipeitteen nimellisarvo:	$c_{nom} := 30\text{mm}$

Betoni:

Puristuslujuus:	$f_{ck} := 30\text{MPa}$
Osavarmuusluku:	$\gamma_c := 1.5$
Puristuslujuuden mitoitussarvo:	$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \cdot \text{MPa}$
Vetolujuus:	$f_{ctm} := 0.3 \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{MPa} = 2.896 \cdot \text{MPa}$

Teräs:

Puristuslujuus:	$f_{yk} := 500\text{MPa}$
Osavarmuusluku:	$\gamma_s := 1.15$
Vetolujuuden mitoitussarvo:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$
Pääteräs (halk):	$\varphi_s := 12\text{mm}$
Jakoteräs (halk):	$\varphi_{sw} := 0\text{mm}$

Mitoitus:

$$\text{Tehollinen korkeus:} \quad d := h - c_{nom} - \frac{1.1\varphi_s}{2} - 1.1 \cdot \varphi_{sw} = 0.083 \cdot \text{m}$$

Raudituksen vähimmäisala:

$$A_{s,min} := \min \left( 0.0013 \cdot d, 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot d}{f_{yk}} \right) = 108.42 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu := \frac{m_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot d^2} = 0.151$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus:

$$\beta := 1 - (1 - 2\mu)^{\frac{1}{2}} = 0.165$$

Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega := \beta$$

Vaadittu rauditusala:

$$A_{s,req} := \omega \cdot d \cdot \frac{\eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 538.031 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tangon poikkipinta-ala:

$$A_s := \pi \cdot \left( \frac{\varphi_s}{2} \right)^2 = 1.131 \cdot \text{cm}^2$$

Lasketaan valittua tankoa vastaava tankoväli:

$$k := \frac{A_s}{A_{s,req}} = 210.206 \cdot \text{mm}$$

Maksimitankoväli:

$$s_{\max,slab} := \min(2 \cdot h, 250 \text{ mm}) = 240 \cdot \text{mm}$$

$$k < s_{\max,slab} = 1$$

Toteutuva rauditusala:

$$n := \frac{1}{150 \text{ mm}} = 6.667 \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad A_{s,tot} := n \cdot A_s = 753.982 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Käyttöaste:

$$\eta := \frac{A_{s,req}}{A_{s,tot}} = 0.714$$

**Alapinnan vetoteräksien kenttä**

Lähtöarvot:

Leveys

$$b := 1000 \text{ mm}$$

:

Korkeus:

$$h := 120 \text{ mm}$$

Mitoitusmomentti:

$$m_{Ed} := m_{Ed,kenttä}$$

Betonipeitteen nimellisarvo:

$$c_{nom} := 30 \text{ mm}$$

Betoni:

Puristuslujuus:

$$f_{cd} := 30 \text{ MPa}$$

Osavarmuusluku:

$$\gamma_c := 1.5$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo:

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \cdot \text{MPa}$$

Vetolujuus:

$$f_{ctd} := 0.3 \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{MPa} = 2.896 \cdot \text{MPa}$$

Teräs:

Puristuslujuus:

$$f_{td} := 500 \text{MPa}$$

Osavamuusluku:

$$\gamma_s := 1.15$$

Vetolujuuden  
mitoitussarvo:

$$f_{td} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Pääteräs (halk):

$$\varphi_s := 12 \text{mm}$$

Jakoteräs (halk):

$$\varphi_{sw} := 0 \text{mm}$$

Mitoitus:

Tehollinen korkeus:

$$d := h - c_{nom} - \frac{1.1 \varphi_s}{2} - 1.1 \cdot \varphi_{sw} = 0.083 \cdot \text{m}$$

Raudituksen vähimmäisala:

$$A_{s,min} := \min \left( 0.0013 \cdot d, 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot d}{f_{yk}} \right) = 108.42 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu := \frac{m_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot d^2} = 0.186$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen  
korkeus:

$$\beta := 1 - (1 - 2\mu)^{\frac{1}{2}} = 0.208$$

Mekaaninen  
raudoitussuhde:

$$\omega := \beta$$

Vaadittu  
raudoitusala:

$$A_{s,req} := \omega \cdot d \cdot \frac{\eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 483.128 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tangon  
poikkipinta-ala:

$$A_s := \pi \cdot \left( \frac{\varphi_s}{2} \right)^2 = 1.131 \cdot \text{cm}^2$$

Lasketaan valittua tankoa  
vastaava  
tankoväli:

$$k := \frac{A_s}{A_{s,req}} = 234.094 \cdot \text{mm}$$



Maksimitankoväli:

$$s_{\max, \text{slab}} := \min(2 \cdot h, 250 \text{ mm}) = 240 \cdot \text{mm}$$

$$k < s_{\max, \text{slab}} = 1$$

Toteutuva  
raudoitusala:

$$n := \frac{1}{150 \text{ mm}} = 6.667 \frac{1}{\text{m}} \quad A_{s, \text{tot}} := n \cdot A_s = 753.982 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Käyttöaste:

$$\eta := \frac{A_{s, \text{req}}}{A_{s, \text{tot}}} = 0.641$$

Leikkauslujuus, leikkausraudoittamaton:

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2\right) = 2$$

$$\rho_L := \min\left(0.02, \frac{A_{s, \text{tot}}}{d}\right) = 9.041 \times 10^{-3}$$

$$v_{\text{Rd}, c0} := \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot d \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 60.138 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{Rd}, cmin} := 0.035 \cdot d \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 45.221 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{Rd}, c} := \max(v_{\text{Rd}, cmin}, v_{\text{Rd}, c0}) = 60.138 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_k := 0.22 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

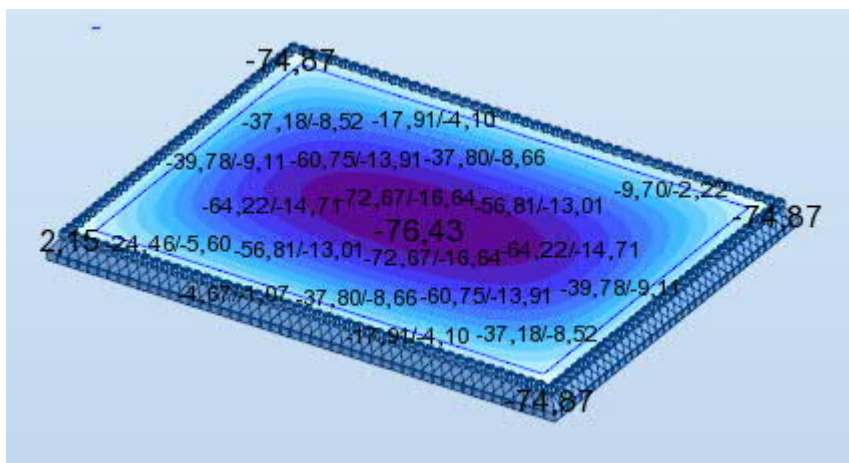
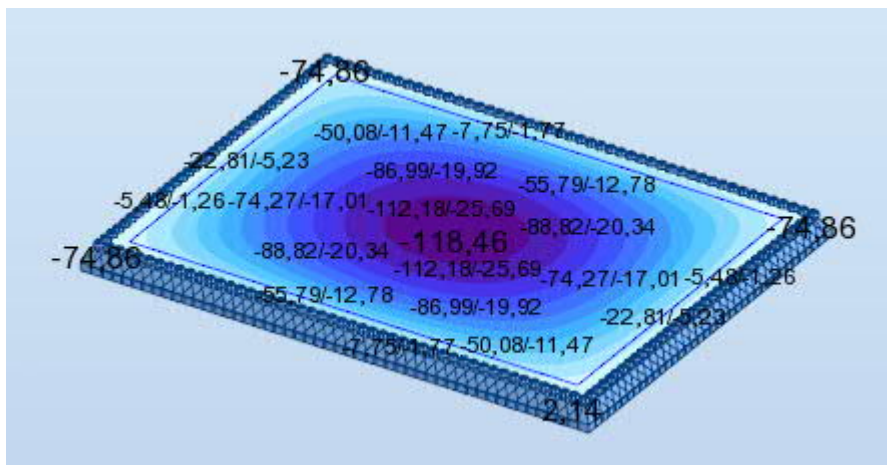
$$q_k := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{Ed1} := 1.15 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k = 21.325 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{Ed2} := 1.35 \cdot g_k = 7.425 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$m_{Ed.kentta.x} := 119 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed.kentta.y} := 76 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$



**Betonilaatan taivutusmitoitus murtorajatilassa**

$$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1$$

**Alapinnan vetoteräksset, x-suunta**

Lähtöarvot:

Leveys:	$b := 1000\text{mm}$
Korkeus:	$h := 220\text{mm}$
Mitoitusmomentti:	$m_{Ed} := m_{Ed.kentta.x}$
Betonipeitteen nimellisarvo:	$c_{nom} := 30\text{mm}$

Betoni:

Puristuslujuus:	$f_{ck} := 30\text{MPa}$
Osavarmuusluku:	$\gamma_c := 1.5$
Puristuslujuuden mitoitussarvo:	$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17\text{MPa}$
Vetolujuus:	$f_{ctm} := 0.3 \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{MPa} = 2.896\text{MPa}$

Teräs:

Puristuslujuus:	$f_{yk} := 500\text{MPa}$
Osavarmuusluku:	$\gamma_s := 1.15$
Vetolujuuden mitoitussarvo:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783\text{MPa}$
Pääteräs (halk):	$\varphi_s := 20\text{mm}$
Jakoteräs (halk):	$\varphi_{sw} := 0\text{mm}$

Mitoitus:

Tehollinen korkeus:	$d := h - c_{nom} - \frac{1.1\varphi_s}{2} - 1.1\varphi_{sw} = 0.179\text{m}$
---------------------	---

Raudoituksen vähimmäisala:

$$A_{s,min} := \min \left( 0.0013 \cdot d, 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot d}{f_{yk}} \right) = 232.7 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu := \frac{m_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot d^2} = 0.218$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus:

$$\beta := 1 - (1 - 2\mu)^{\frac{1}{2}} = 0.25$$

Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega := \beta$$

Vaadittu rauditusala:

$$A_{s,req} := \omega \cdot d \cdot \frac{\eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1.747 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tangon poikkipinta-ala:

$$A_s := \pi \cdot \left( \frac{\varphi_s}{2} \right)^2 = 3.142 \cdot \text{cm}^2$$

Lasketaan valittua tankoa vastaava tankoväli:

$$k := \frac{A_s}{A_{s,req}} = 179.816 \cdot \text{mm}$$

Maksimitankoväli:

$$s_{\max,slab} := \min(2 \cdot h, 250 \text{ mm}) = 250 \cdot \text{mm}$$

$$k < s_{\max,slab} = 1$$

Toteutuva rauditusala:

$$n := \frac{1}{150 \text{ mm}} = 6.667 \frac{1}{\text{m}} \quad A_{s,tot} := n \cdot A_s = 2.094 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Käyttöaste:

$$\eta := \frac{A_{s,req}}{A_{s,tot}} = 0.834$$

Valitaan raudoitukseksi T20-k150

#### Alapinnan vetoteräksset, y-suunta

Lähtöarvot:

Leveys:  $b := 1000 \text{ mm}$

Korkeus:  $h := 220 \text{ mm}$

Mitoitusmomentti:  $m_{Ed} := m_{Ed,kentta,y}$

Betonipeitteen nimellisarvo:  $c := 30 \text{ mm}$

Betoni:

Puristuslujuus:  $f_{cd} := 30 \text{ MPa}$

Osavamuusluku:  $\gamma_c := 1.5$

Puristuslujuuden mitoitusarvo:  $f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \cdot \text{MPa}$

Vetolujuus:  $f_{ctm} := 0.3 \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 2.896 \cdot \text{MPa}$

Teräs:

Puristuslujuus:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Osavarmuusluku:

$$\gamma_s := 1.15$$

Vetolujuuden  
mitoitusarvo:

$$f_{yk} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

Pääteräs (halk):

$$\varphi_s := 16 \text{ mm}$$

Jakoteräs (halk):

$$\varphi_{sw} := 20 \text{ mm}$$

Mitoitus:

Tehollinen korkeus:

$$d := h - c_{\text{nom}} - \frac{1.1 \varphi_s}{2} - 1.1 \cdot \varphi_{sw} = 0.159 \text{ m}$$

Raudituksen vähimmäisala:

$$A_{s,\text{min}} := \min \left( 0.0013 \cdot d, 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot d}{f_{yk}} \right) = 206.96 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu := \frac{m_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot d^2} = 0.211$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus:

$$\beta := 1 - (1 - 2\mu)^{\frac{1}{2}} = 0.24$$

Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega := \beta$$

Vaadittu rauditusala:

$$A_{s,\text{req}} := \omega \cdot d \cdot \frac{\eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1.248 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tangon poikkipinta-ala:

$$A_s := \pi \cdot \left( \frac{\varphi_s}{2} \right)^2 = 2.011 \cdot \text{cm}^2$$

Lasketaan valittua tankoa vastaava  
tankoväli:

$$k := \frac{A_s}{A_{s,\text{req}}} = 161.113$$

Maksimitankoväli:

$$s_{\text{max,slab}} := \min(2 \cdot h, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$$

$$k < s_{\text{max,slab}} = 1$$

Toteutuva  
rauditusala:

$$n := \frac{1}{150 \text{ mm}} = 6.667 \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad A_{s,\text{tot}} := n \cdot A_s = 1.34 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Käyttöaste:

$$\eta := \frac{A_{s,\text{req}}}{A_{s,\text{tot}}} = 0.931$$

Valitaan raudoitukseksi T16-k150

Leikkauslujuus, leikkausraudoittamaton

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2\right) = 2$$

$$\rho_L := \min\left(0.02, \frac{A_{s,\text{tot}}}{d}\right) = 8.42 \times 10^{-3}$$

$$v_{\text{Rd},c0} := \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot d \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 112.105 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{Rd},c\text{min}} := 0.035 \cdot d \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 86.321 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{Rd},c} := \max(v_{\text{Rd},c\text{min}}, v_{\text{Rd},c0}) = 112.105 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

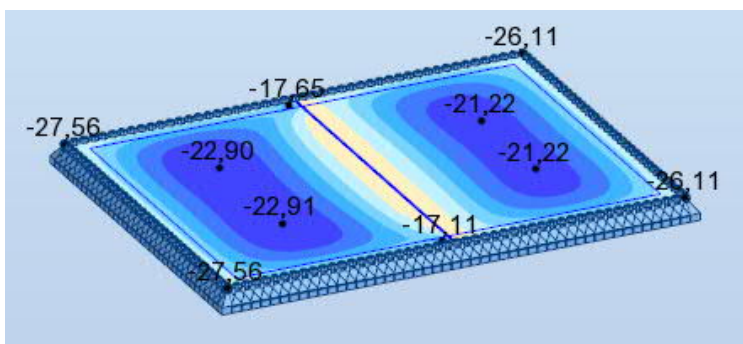
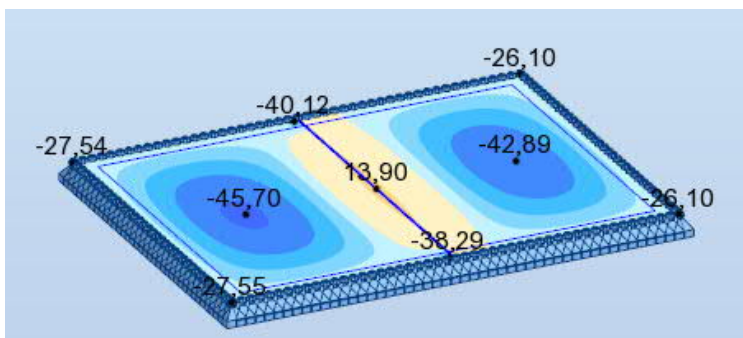
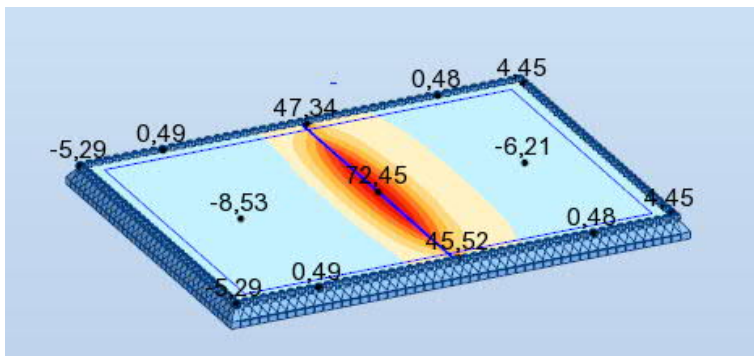
## Liite

$$g_k := 0.18 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_k := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{Ed1} := 1.15 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k = 20.175 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{Ed2} := 1.35 \cdot g_k = 6.075 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



$$m_{Ed.tuki.x} := 73 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed.kentta.x} := 46 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$m_{Ed.kentta.y} := 23 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

**Betonilaatan taivutusmitoitus murtorajatilassa**

$$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1$$

**Alapinnan vetoteräksset, x-suunta**

Lähtöarvot:

$$\begin{aligned} \text{Leveys:} & \quad b := 1000\text{mm} \\ \text{Korkeus:} & \quad h := 180\text{mm} \\ \text{Mitoitusmomentti:} & \quad m_{Ed} := m_{Ed.kentta.x} \\ \text{Betonipeitteen} & \\ \text{nimellisarvo:} & \quad c_{nom} := 30\text{mm} \end{aligned}$$

Betoni:

$$\begin{aligned} \text{Puristuslujuus:} & \quad f_{ck} := 30\text{MPa} \\ \text{Osavarmuusluku:} & \quad \gamma_c := 1.5 \\ \text{Puristuslujuuden mitoitusarvo:} & \quad f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17\text{MPa} \\ \text{Vetolujuus:} & \quad f_{ctm} := 0.3 \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{MPa} = 2.896\text{MPa} \end{aligned}$$

Teräs:

$$\begin{aligned} \text{Puristuslujuus:} & \quad f_{yk} := 500\text{MPa} \\ \text{Osavarmuusluku:} & \quad \gamma_s := 1.15 \\ \text{Vetolujuuden} & \\ \text{mitoitussarvo:} & \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783\text{MPa} \\ \text{Pääteräs (halk):} & \quad \varphi_s := 12\text{mm} \\ \text{Jakoteräs (halk):} & \quad \varphi_{sw} := 0\text{mm} \end{aligned}$$

Mitoitus:

$$\begin{aligned} \text{Tehollinen korkeus:} & \quad d := h - c_{nom} - \frac{1.1\varphi_s}{2} - 1.1\varphi_{sw} = 0.143\text{m} \\ \text{Raudituksen vähimmäisala:} & \quad A_{s,min} := \min \left( 0.0013 \cdot d, 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot d}{f_{yk}} \right) = 186.42 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \\ \text{Suhteellinen momentti:} & \quad \mu := \frac{m_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot d^2} = 0.132 \\ \text{Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus:} & \quad \beta := 1 - (1 - 2\mu)^{\frac{1}{2}} = 0.142 \end{aligned}$$



Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega := \beta$$

Vaadittu rauditusala:

$$A_{s,req} := \omega \cdot d \cdot \frac{\eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 794.018 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tangon poikkipinta-ala:

$$A_s := \pi \cdot \left( \frac{\varphi_s}{2} \right)^2 = 1.131 \cdot \text{cm}^2$$

Lasketaan valittua tankoa vastaava tankoväli:

$$k := \frac{A_s}{A_{s,req}} = 142.437 \cdot \text{mm}$$

Maksimitankoväli:

$$s_{\max,slab} := \min(2 \cdot h, 250 \text{ mm}) = 250 \cdot \text{mm}$$

$$k < s_{\max,slab} = 1$$

Toteutuva rauditusala:

$$n := \frac{1}{125 \text{ mm}} = 8 \frac{1}{\text{m}} \quad A_{s,tot} := n \cdot A_s = 904.779 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Käyttöaste:

$$\eta := \frac{A_{s,req}}{A_{s,tot}} = 0.878$$

Valitaan raudotukseksi T12-k125

**Yläpinnan vetoteräket, x-suunta**

Lähtöarvot:

Leveys:

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Korkeus:

$$h := 180 \text{ mm}$$

Mitoitusmomentti:

$$m := m_{Ed,tuki,x}$$

Betonipeitteen  
nimellisarvo:

$$s_{min} := 30 \text{ mm}$$

Betoni:

Puristuslujuus:

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

Osavarmuusluku:

$$\gamma_c := 1.5$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo:

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \cdot \text{MPa}$$

Vetolujuus:

$$f_{ctm} := 0.3 \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 2.896 \cdot \text{MPa}$$

Teräs:

Puristuslujuus:

$$f_{cd} := 500 \text{ MPa}$$

Osavarmuusluku:

$$\gamma_s := 1.15$$

Vetolujuuden  
mitoitussarvo:

$$f_{yk} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

Pääteräs (halk):

$$\varphi_s := 16 \text{ mm}$$

Jakoteräs (halk):

$$\varphi_{sw} := 0 \text{ mm}$$

Mitoitus:

Tehollinen korkeus:

$$d := h - c_{\text{nom}} - \frac{1.1 \varphi_s}{2} - 1.1 \cdot \varphi_{sw} = 0.141 \text{ m}$$

Raudituksen vähimmäisala:

$$A_{s,\text{min}} := \min \left( 0.0013 \cdot d, 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot d}{f_{yk}} \right) = 183.56 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu := \frac{m_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot d^2} = 0.245$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus:

$$\beta := 1 - (1 - 2\mu)^2 = 0.286$$

Mekaaninen rauditussuhde:

$$\omega := \beta$$

Vaadittu rauditusala:

$$A_{s,\text{req}} := \omega \cdot d \cdot \frac{\eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1.388 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tangon poikkipinta-ala:

$$A_s := \pi \cdot \left( \frac{\varphi_s}{2} \right)^2 = 2.011 \cdot \text{cm}^2$$

Lasketaan valittua tankoa vastaava  
tankoväli:

$$k := \frac{A_s}{A_{s,\text{req}}} = 144.871 \cdot \text{mm}$$

Maksimitankoväli:

$$s_{\text{max,slab}} := \min(2 \cdot h, 250 \text{ mm}) = 250 \cdot \text{mm}$$

$$k < s_{\text{max,slab}} = 1$$

Toteutuva  
rauditusala:

$$n := \frac{1}{125 \text{ mm}} = 8 \frac{1}{\text{m}} \quad A_{s,\text{tot}} := n \cdot A_s = 1.608 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Käyttöaste:

$$\eta := \frac{A_{s,\text{req}}}{A_{s,\text{tot}}} = 0.863$$

Valitaan raudoitukseksi T16-k125

#### Alapinnan vetoteräksset, y-suunta

Lähtöarvot:

Leveys:

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Korkeus:

$$h := 180 \text{ mm}$$

Mitoitusmomentti:

$$m_{Ed} := m_{Ed.kentta.y}$$

Betonipeitteen  
nimellisarvo:

$$c_{nom} := 30 \text{ mm}$$

Betoni:

Puristuslujuus:

$$f_{cd} := 30 \text{ MPa}$$

Osavarmuusluku:

$$\gamma_c := 1.5$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo:

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \cdot \text{MPa}$$

Vetolujuus:

$$f_{ctm} := 0.3 \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 2.896 \cdot \text{MPa}$$

Teräs:

Puristuslujuus:

$$f_{td} := 500 \text{ MPa}$$

Osavarmuusluku:

$$\gamma_s := 1.15$$

Vetolujuuden  
mitoitussarvo:

$$f_{td} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Pääteräs (halk):

$$\varphi_s := 10 \text{ mm}$$

Jakoteräs (halk):

$$\varphi_{sw} := 0 \text{ mm}$$

Mitoitus:

Tehollinen korkeus:

$$d := h - c_{nom} - \frac{1.1 \varphi_s}{2} - 1.1 \cdot \varphi_{sw} = 0.144 \cdot \text{m}$$

Raudoituksen vähimmäisala:

$$A_{smin} := \min \left( 0.0013 \cdot d, 0.26 \cdot \frac{f_{ctm} \cdot d}{f_{yk}} \right) = 187.85 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu := \frac{m_{Ed}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot d^2} = 0.075$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus:

$$\beta := 1 - (1 - 2\mu)^{\frac{1}{2}} = 0.078$$

Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega := \beta$$

Vaadittu rauditusala:

$$A_{s,req} := \omega \cdot d \cdot \frac{\eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 380.976 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tangon poikkipinta-ala:

$$A_s := \pi \cdot \left( \frac{\varphi_s}{2} \right)^2 = 0.785 \cdot \text{cm}^2$$

Lasketaan valittua tankoa vastaava tankoväli:

$$k := \frac{A_s}{A_{s,req}} = 206.154 \cdot \text{mm}$$

Maksimitankoväli:

$$s_{max,slab} := \min(2 \cdot h, 250 \text{ mm}) = 250 \cdot \text{mm}$$

$$k < s_{max,slab} = 1$$

Toteutuva  
raudoitusala:

$$n := \frac{1}{150 \text{ mm}} = 6.667 \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad A_{s,prov} := n \cdot A_s = 523.599 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Käyttöaste:

$$\eta := \frac{A_{s,req}}{A_{s,tot}} = 0.728$$

Valitaan raudotukseksi T10-k150

Leikkauslujuus, leikkausraudoittamaton

$$k := \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2 \right) = 2$$

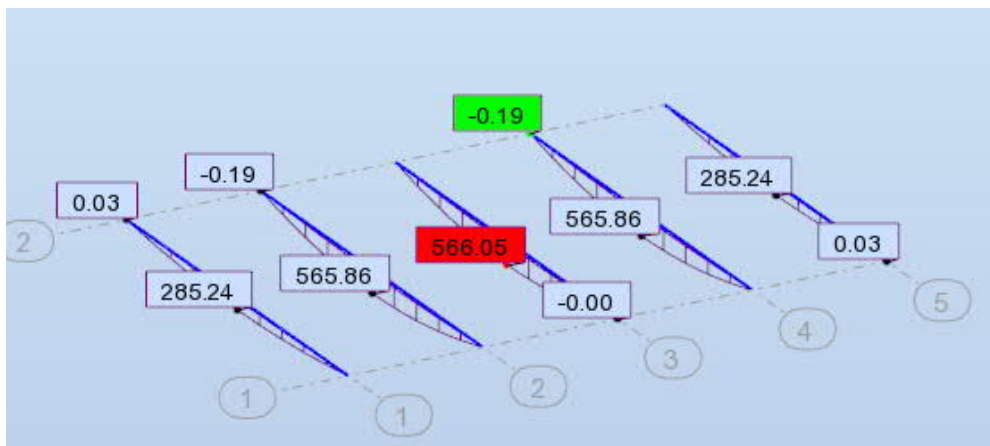
$$\rho_L := \min \left( 0.02, \frac{A_{s,tot}}{d} \right) = 3.624 \times 10^{-3}$$

$$v_{Rd,c0} := \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot d \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 76.824 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{Rd,cmin} := 0.035 \cdot d \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 78.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{Rd,c} := \max(v_{Rd,cmin}, v_{Rd,c0}) = 78.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Palkin mitoitus



## Mitat

$$L_{p1} := 3\text{m}$$

Palkkijako

$$L_{p2} := 3\text{m}$$

Palkkijako kentän reiän kohdalla

$$L := 9\text{m}$$

Palkin mitta

$$L_e := L = 9\text{m}$$

Palkin tehollinen/ekvivalentti mitta

Onko\_reunapalkki :=

Ominaislujuudet ja osavarmuuskertoimet  
1-rakenneluokka

Betoniin lujuusluokka C30/37

$$f_{ck} := 30\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ck.cube} := 37\text{MPa}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17\text{MPa}$$

$$E_{cm} := 22000\text{MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8\text{MPa}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} = 32.837\text{GPa}$$

Betoniin puristus osan leveys

$$n_r :=$$

Rinnakkaisten liittimien  
määrä

$$b_{0.liitin} := 0\text{mm}$$

Rinnakkaisten liittimien keskiöetäisyys (0mm, jos vain 1 liittinono)

$$b_{\text{eff}} := \begin{cases} \frac{L_e}{4} + b_{0,\text{liitin}} & \text{if Onko\_reunapalkki} = \text{"false"} \\ b_{0,\text{liitin}} + \frac{L_e}{8} & \text{if Onko\_reunapalkki} = \text{"true"} \end{cases} \quad b_{\text{eff}} = 2.25 \text{ m} \quad L_{p1} = 3 \text{ m}$$

Betonilaatan toimiva paksuus

$$h_c := 120 \text{ mm}$$

$$I_c := \frac{b_{\text{eff}} h_c^3}{12} \quad I_c = 3.24 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$A_c := h_c \cdot b_{\text{eff}} \quad A_c = 2.7 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_c := E_{\text{cm}} \cdot I_c \quad EI_c = 10.639 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_c := E_{\text{cm}} \cdot A_c \quad EA_c = 8.866 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

Harjateräs

$$f_{\text{sk}} := 500 \text{ MPa} \quad f_{\text{yk}} := f_{\text{sk}} \quad \gamma_s := 1.15 \quad E_s := 210 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{sd}} := \frac{f_{\text{sk}}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Palkki IPE 330

$$h_{\text{palkki}} := 330 \text{ mm}$$

$$f_y := 355 \text{ MPa} \quad E_a := 210 \text{ GPa}$$

$$\gamma_{M0} := 1.0 \quad \gamma_a := \gamma_{M0}$$

$$f_{\text{yd}} := \frac{f_y}{\gamma_a} = 355 \cdot \text{MPa}$$

$$b_f := 160 \text{ mm}$$

Laipan leveys

$$t_f := 11.5 \text{ mm}$$

$$t_w := 7.5 \text{ mm}$$

$$A_a := 6261 \text{ mm}^2$$

$$I_a := 117.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{\text{pl.a}} := 804.3 \cdot \text{cm}^3$$

$$EI_a := E_a \cdot I_a$$

$$EI_a = 24.717 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_a := E_a \cdot A_a$$

$$EA_a = 1314.81 \cdot \text{MN}$$

$$M_{\text{pl.a.Rd}} := \frac{W_{\text{pl.a}} \cdot f_{\text{yd}}}{\gamma_{\text{M0}}}$$

$$M_{\text{pl.a.Rd}} = 285.527 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittolevy CS48

Onko\_liittolevy :=

Kyllä ▼

$$h_p := 48 \text{ mm}$$

Poimun korkeus

$$b_0 := 151.5 \text{ mm}$$

$$t_p := 1.1 \text{ mm}$$

Levyn paksuus

Geometria

$$e_{aj} := \frac{h_{\text{palkki}}}{2}$$

$$e_{aj} = 165 \cdot \text{mm}$$

$$e_i := h_p + \frac{h_c}{2} + e_{aj}$$

$$e_i = 273 \cdot \text{mm}$$

**Kuorma**

$$q_k := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorma

$$r_{lt} := 70\%$$

Pitkäaikaikuorman osuus hyötykuormasta

$$q_{k.lt} := r_{lt} \cdot q_k = 7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorman pitkäaikaikuorma

Teräs

$$g_{k.t} := g \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Betonilaatta

$$g_{k.b} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left( h_c + \frac{h_p}{2} \right)$$

$$g_{k.b} = 3.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Poimulevy

$$g_{k.p} := 1.5 \cdot t_p \cdot g_{k.t}$$

$$g_{k.p} = 0.127 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Palkki

$$g_{k.a} := A_a \cdot g_{k.t}$$

$$g_{k.a} = 0.482 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lyhytaikainen kuorma

$$p_k := [(g_{k,b} + g_{k,p}) \cdot (L_{p1}) + g_{k,a}] + q_k \cdot L_{p1}$$

$$p_k = 41.663 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_d := 1.15 \cdot [(g_{k,b} + g_{k,p}) \cdot (L_{p1}) + g_{k,a}] + 1.5 \cdot q_k \cdot L_{p1}$$

$$p_d = 58.413 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pitkäaikaiset kuormat

$$p_{k,lt} := [(g_{k,b} + g_{k,p}) \cdot (L_{p1}) + g_{k,a}] + q_{k,lt} \cdot L_{p1}$$

$$p_{k,lt} = 32.663 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Muunnettu jäyhyysmomentti

$$n := \frac{E_a}{E_{cm}}$$

$$n = 6.395$$

$$e_c := \frac{h_c}{2}$$

$$e_c = 60 \cdot \text{mm}$$

$$e_a := h_c + \frac{h_{\text{palkki}}}{2}$$

$$e_a = 285 \cdot \text{mm}$$

$$A_m := A_a + \frac{A_c}{n}$$

$$e_{\text{top}} := \frac{\frac{e_c \cdot A_c}{n} + e_a \cdot A_a}{A_m}$$

$$e_{\text{top}} = 89.058 \cdot \text{mm}$$

$$I_m := I_a + \frac{I_c}{n} + e_c^2 \cdot \frac{A_c}{n} + e_a^2 \cdot A_a - e_{\text{top}}^2 \cdot A_m$$

$$I_m = 4.444 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$\frac{671.2 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4}{I_m} = 1.51$$

$$E_a \cdot I_m = 93.322 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Taipuma karakteristisesta hyötykuormasta

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot l_m \cdot L_e^4}{E_a \cdot I_m}$$

$$\delta = 9.154 \cdot \text{mm}$$

### Liittopalkin taivutusjäykkyys

Lyhyt aikainen jäykkyys

$$EI_{c\_a} := EI_c + EI_a$$

$$EA_{c\_a} := EA_c + EA_a$$

$$\alpha_i := \frac{e_i^2}{EI_{c\_a}} \cdot \frac{EA_c \cdot EA_a}{EA_{c\_a}}$$

$$\alpha_i = 2.414$$

$$EI_{\text{com}} := (1 + \alpha_i) \cdot EI_{c\_a}$$

$$EI_{\text{com}} = 120.692 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$



Pitkäaikainen jäykkyys

Virumavaikutuksen tehokerroin

$$\psi_{L.v} := 1.1 \quad \text{Virumaa tarkasteltaessa}$$

$$\psi_{L.k} := 0.55 \quad \text{Kutistumaa tarkasteltaessa}$$

$$\varphi_t := 2 \quad \text{Virumaluku}$$

$$EA_{cc}(\psi_L) := \frac{EA_c}{1 + \psi_L \cdot \varphi_t}$$

$$EI_{cc}(\psi_L) := \frac{EI_c}{1 + \psi_L \cdot \varphi_t}$$

$$EI_{cc\_a}(\psi_L) := EI_{cc}(\psi_L) + EI_a$$

$$EA_{cc\_a}(\psi_L) := EA_{cc}(\psi_L) + EA_a$$

$$\alpha_{ic}(\psi_L) := \frac{e_i^2}{EI_{cc\_a}(\psi_L)} \cdot \frac{EA_{cc}(\psi_L) \cdot EA_a}{EA_{cc\_a}(\psi_L)}$$

$$\alpha_{ic}(\psi_{L.v}) = 2.37$$

$$\alpha_{ic}(\psi_{L.k}) = 2.509$$

$$EI_{com.c}(\psi_L) := (1 + \alpha_{ic}(\psi_L)) \cdot EI_{cc\_a}(\psi_L)$$

$$EI_{com.c}(\psi_{L.v}) = 94.496 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{com.c}(\psi_{L.k}) = 104.504 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

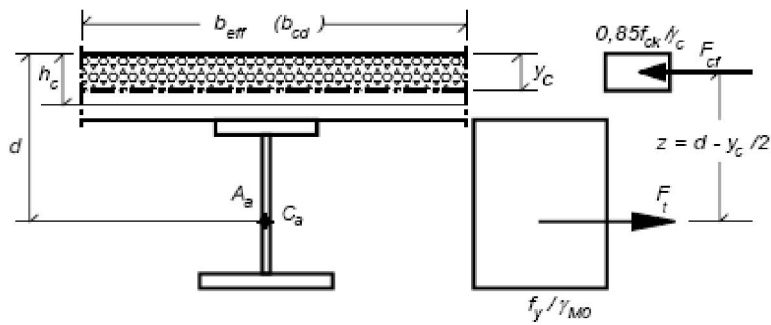
**Taivutuskestävyys**

$$R_c := f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c = 4.59 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_s := f_{yd} \cdot A_a = 2.223 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_w := f_{yd} \cdot t_w \cdot (h_{palkki} - 2t_f) = 817.388 \cdot \text{kN}$$

PNA:n sijainti



$$\text{PNA\_laatan\_sisällä} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } R_c \geq R_s \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{PNA\_laatan\_sisällä} = \text{"OK"}$$

$$\text{PNA\_teräsprofiilin\_laipassa} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } R_w \leq R_c < R_s \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{PNA\_teräsprofiilin\_laipassa} = \text{"EI"}$$

$$\text{PNA\_teräsprofiilin\_uumassa} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } R_c < R_w \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{PNA\_teräsprofiilin\_uumassa} = \text{"EI"}$$

### PNA betonissa

$$x_{pl} := \frac{R_s \cdot h_c}{R_c} = 58.109 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd1} := R_s \cdot (0.5 \cdot h_{palkki} + h_p + h_c - 0.5 \cdot x_{pl}) \quad M_{pl.Rd1} = 675.566 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### PNA laipassa

$$x_{plw} := \frac{R_s - R_c}{2 \cdot f_{yd} \cdot b_f} + h_c = 99.161 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd21} := R_s \cdot (0.5 \cdot h_{palkki} + 0.5 \cdot h_c + h_p) - (R_s - R_c) \cdot 0.5 \cdot (x_{pl} + h_p) = 780.975 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd2} := R_s \cdot \frac{h_{palkki}}{2} + R_c \cdot \left( \frac{h_c}{2} + h_p \right) = 862.458 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### PNA uumassa

$$x_{pl} := \frac{R_c}{2 \cdot f_{yd} \cdot t_w} = 861.972 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd3} := M_{pl.a.Rd} + R_c \cdot \left( \frac{h_{palkki} + h_c}{2} + h_p \right) - 2 \cdot f_{yd} \cdot x_{pl} \cdot t_w \cdot (0.5 \cdot x_{pl}) = -439.629 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastinen momenttikestävyys

$$M_{pl.Rd} := \begin{cases} M_{pl.Rd1} & \text{if PNA_laatan_sisällä} = \text{"OK"} \\ M_{pl.Rd2} & \text{if PNA_teräsprofiilin_laipassa} = \text{"OK"} \\ M_{pl.Rd3} & \text{if PNA_teräsprofiilin_uumassa} = \text{"OK"} \end{cases} \quad M_{pl.Rd} = 675.566 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### Leikkausliittimet

Kannatin tappi S500

$$D := 19 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

Tyssän korkeus

$$t_{sc} := 20 \text{ mm}$$

Tapin pituus

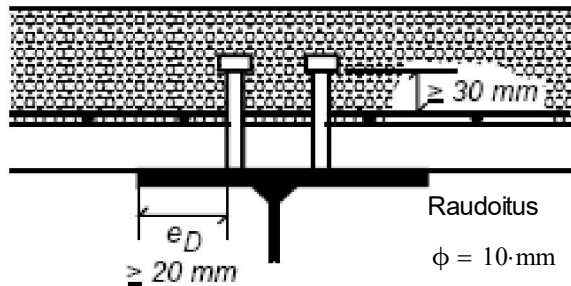
$$h_{sc} := \max(100 \text{ mm}, h_p + 2 \cdot \phi + 30 \text{ mm}) = 100 \cdot \text{mm}$$

$$h_{sc.min} := \left[ \sqrt{2} \cdot \frac{0.75}{0.7} \cdot \left( \frac{h_p}{b_0} \right) + 1 \right] \cdot h_p$$

$$h_{sc.min} = 71.043 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Täyttyykö}_{c_{nom}} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } h_{sc} + c_{nom} + t_{sc} \leq h_c + h_p \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Täyttyykö}_{c_{nom}} = \text{"OK"}$$



Poimut palkin suunnassa

$$h_{sc} > h_{sc.min} = 1$$

Edellisen ehdon vuoksi voidaan käyttää

$$\frac{h_{sc}}{D} = 5.263 \quad k_T := 1.0 \quad \alpha := 1$$

Kestävyyden pienennyskerroin

$$k_{t,max} := \begin{cases} 0.75 & \text{if } n_T = 1 \\ 0.6 & \text{if } n_T = 2 \end{cases}$$

$$k_t := \min \left[ k_{t,max}, \frac{0.7}{\sqrt{n_T}} \cdot \left( \frac{b_0}{h_p} \right) \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \right]$$

$$k_t = 0.75$$

**Leikkauskestävyys**

$$f_{u.sc} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_{M2} := 1.25 \quad \gamma_v := \gamma_{M2}$$

$$A_v := \pi \cdot \left( \frac{D}{2} \right)^2 \quad A_v = 283.529 \cdot \text{mm}^2$$

$$P_{Rd.a} := 0.8 \cdot f_{u.sc} \cdot \frac{A_v}{\gamma_v} \quad P_{Rd.a} = 90.729 \cdot \text{kN}$$

$$P_{Rd.c} := 30.45 \cdot \alpha \cdot \frac{D^2}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{\text{MPa}} \right)^{0.3}} \cdot \sqrt{\text{MPa}} \quad P_{Rd.c} = 83.121 \cdot \text{kN}$$

$$P_{Rd} := \begin{cases} \min(P_{Rd.a}, P_{Rd.c}) & \text{if Onko\_liittolevy} = \text{"false"} \\ k_t \cdot \min(P_{Rd.a}, P_{Rd.c}) & \text{if Onko\_liittolevy} = \text{"true"} \end{cases} \quad P_{Rd} = 62.341 \cdot \text{kN}$$

**Leikkausliitoksen aste****Jännitysresultantti**

$$F_{cf} := \min(R_s, R_c) \quad F_{cf} = 2.223 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Liittimien määrä plastiselle kestävyydelle

$$N_f := \text{ceil} \left( \frac{F_{cf}}{P_{Rd}} \right) = 36$$

**Leikkausliitoksen vähimmäisaste**

$$\eta := \begin{cases} \max \left[ 0.4, \min \left[ 1 - \left( \frac{355 \text{ MPa}}{f_y} \right) \cdot \left( 0.75 - 0.03 \cdot \frac{L_e}{\text{m}} \right), 1 \right] \right] & \text{if Onko\_liittolevy} = \text{"false"} \\ \max \left[ 0.4, \min \left[ 1 - \left( \frac{355 \text{ MPa}}{f_y} \right) \cdot \left( 1 - 0.04 \cdot \frac{L_e}{\text{m}} \right), 1 \right] \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\eta = 0.4$$

**Käytetään astetta**

$$\eta_w := 0.85$$

Liittinten määrä leikkausliitoksen asteelle

$$N_w := \text{ceil}(\eta \cdot N_f) \quad N = 31$$

**Liittimet matkalle**

$$L_s := \frac{L_e}{2} \quad L_s = 4.5 \text{ m}$$

**Tappijako**



Poikittaisen raudoituksen pinta -ala

$$A_{sf} := \frac{s_f \cdot V_{Ed}}{f_{sd} \cdot \cot \theta_f}$$

$$A_{sf} = 41.858 \cdot \text{mm}^2$$

Raudoitus

$$\phi \equiv 10 \text{mm}$$

$$A_{\phi} := \pi \cdot \left( \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$A_{\phi} = 78.54 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Raudoitusmäärä} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } A_{sf} \leq A_{\phi} \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Raudoitusmäärä} = \text{"OK"}$$

$$\text{Raudoitus} := \frac{A_{sf}}{A_{\phi}}$$

$$\text{Raudoitus} = 53.295 \cdot \%$$

### Mitoitus

Murtorajatila

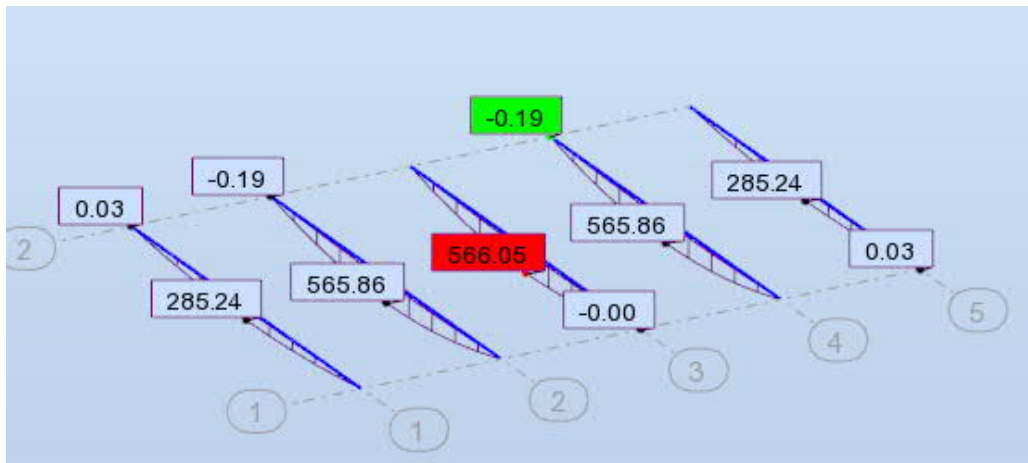
$$M_{Ed} := 566 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 566 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momenttikestävyys} := \frac{M_{Ed}}{M_{Rdi}}$$

$$\text{Momenttikestävyys} = 91.725 \cdot \%$$

## Palkin mitoitus



## Mitat

$$L_{p1} := 3\text{m}$$

Palkkijako

$$L_{p2} := 3\text{m}$$

Palkkijako kentän reiän kohdalla

$$L := 9\text{m}$$

Palkin mitta

$$L_e := L = 9\text{m}$$

Palkin tehollinen/ekvivalentti mitta

Onko\_reunapalkki :=

Kyllä

Ominaislujuudet ja osavarmuuskertoimet  
1-rakenneluokka

Betoin lujuusluokka C30/37

$$f_{ck} := 30\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ck.cube} := 37\text{MPa}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17\text{MPa}$$

$$E_{cm} := 22000\text{MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8\text{MPa}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} = 32.837\text{GPa}$$

Betoin puristus osan leveys

$$n_r :=$$

1

Rinnakkaisten liittimien  
määrä

$$b_{0.liitin} := 80\text{mm}$$

Rinnakkaisten liittimien keskiöetäisyys

$$b_{0.liitin} := \begin{cases} 0 \text{ mm} & \text{if } n_T = 1 \\ b_{0.liitin} & \text{otherwise} \end{cases} = 0 \text{ m}$$

$$b_{eff} := \begin{cases} \frac{L_e}{4} + b_{0.liitin} & \text{if Onko_reunapalkki} = \text{"false"} \\ b_{0.liitin} + \frac{L_e}{8} & \text{if Onko_reunapalkki} = \text{"true"} \end{cases} \quad b_{eff} = 1.125 \text{ m} \quad L_{p1} = 3 \text{ m}$$

Betonilaatan toimiva paksuus

$$h_c := 120 \text{ mm}$$

$$I_c := \frac{b_{eff} h_c^3}{12}$$

$$I_c = 1.62 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$A_c := h_c \cdot b_{eff}$$

$$A_c = 1.35 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_c := E_{cm} \cdot I_c$$

$$EI_c = 5.32 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_c := E_{cm} \cdot A_c$$

$$EA_c = 4.433 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

Harjateräs

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := f_{sk}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$E_s := 210 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Palkki IPE 300

$$h_{palkki} := 300 \text{ mm}$$

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$E_a := 210 \text{ GPa}$$

$$\gamma_{M0} := 1.0 \quad \gamma_a := \gamma_{M0}$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_a} = 355 \cdot \text{MPa}$$

$$b_f := 150 \text{ mm}$$

Laipan leveys

$$t_f := 10.7 \text{ mm}$$

$$t_w := 7.1 \text{ mm}$$

$$A_a := 5381 \text{ mm}^2$$



$$I_a := 83.56 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl.a} := 628.4 \text{ cm}^3$$

$$EI_a := E_a \cdot I_a$$

$$EI_a = 17.548 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_a := E_a \cdot A_a$$

$$EA_a = 1130.01 \cdot \text{MN}$$

$$M_{pl.a.Rd} := \frac{W_{pl.a} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 223.082 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### Liittolevy CS48

$$\text{Onko\_liittolevy} :=$$

$$h_p := 48 \text{ mm}$$

Paimun korkeus

$$b_0 := 151.5 \text{ mm}$$

$$t_p := 1.1 \text{ mm}$$

Levyn paksuus

### Geometria

$$e_{aj} := \frac{h_{palkki}}{2}$$

$$e_{aj} = 150 \cdot \text{mm}$$

$$e_i := h_p + \frac{h_c}{2} + e_{aj}$$

$$e_i = 258 \cdot \text{mm}$$

### Kuorma

$$q_k := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorma

$$r_{lt} := 70\%$$

Pitkäaikaikuorman osuus hyötykuormasta

$$q_{k.lt} := r_{lt} \cdot q_k = 7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorman pitkäaikaikuorma

### Teräs

$$g_{k.t} := g \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

### Betonilaatta

$$g_{k.b} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left( h_c + \frac{h_p}{2} \right)$$

$$g_{k.b} = 3.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Paimulevy

$$g_{k.p} := 1.5 \cdot t_p \cdot g_{k.t}$$

$$g_{k.p} = 0.127 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Palkki

$$g_{k,a} := A_a \cdot g_{k,t}$$

$$g_{k,a} = 0.414 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lyhytkainen kuorma

$$p_k := [(g_{k,b} + g_{k,p}) \cdot (L_{p1}) + g_{k,a}] + q_k \cdot L_{p1}$$

$$p_k = 41.595 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_d := 1.15 \cdot [(g_{k,b} + g_{k,p}) \cdot (L_{p1}) + g_{k,a}] + 1.5 \cdot q_k \cdot L_{p1}$$

$$p_d = 58.335 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pitkäaikaiset kuormat

$$p_{k,lt} := [(g_{k,b} + g_{k,p}) \cdot (L_{p1}) + g_{k,a}] + q_{k,lt} \cdot L_{p1}$$

$$p_{k,lt} = 32.595 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Muunnettu jäyhyysmomentti**

$$n := \frac{E_a}{E_{cm}}$$

$$n = 6.395$$

$$e_c := \frac{h_c}{2}$$

$$e_c = 60 \cdot \text{mm}$$

$$e_a := h_c + \frac{h_{\text{palkki}}}{2}$$

$$e_a = 270 \cdot \text{mm}$$

$$A_m := A_a + \frac{A_c}{n}$$

$$e_{\text{top}} := \frac{\frac{e_c \cdot A_c}{n} + e_a \cdot A_a}{A_m}$$

$$e_{\text{top}} = 102.658 \cdot \text{mm}$$

$$I_m := I_a + \frac{I_c}{n} + e_c^2 \cdot \frac{A_c}{n} + e_a^2 \cdot A_a - e_{\text{top}}^2 \cdot A_m$$

$$I_m = 2.98 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$\frac{671.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{I_m} = 2.252$$

$$E_a \cdot I_m = 62.578 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Taipuma karakteristisesta hyötykuormasta

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot l_m \cdot L_e^4}{E_a \cdot I_m}$$

$$\delta = 13.652 \cdot \text{mm}$$

**Liittopalkin taivutusjäykkyys**

Lyhytkainen jäykkyys

$$EI_{c\_a} := EI_c + EI_a$$

$$EA_{c\_a} := EA_c + EA_a$$

$$\alpha_i := \frac{e_i^2}{EI_{c\_a}} \cdot \frac{EA_c \cdot EA_a}{EA_{c\_a}} \quad \alpha_i = 2.621$$

$$EI_{com} := (1 + \alpha_i) \cdot EI_{c\_a} \quad EI_{com} = 82.806 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Pitkäaikainen jäykkyys

Virumavaikutuksen tehokerroin

$$\psi_{L,v} := 1.1 \quad \text{Virumaa tarkasteltaessa}$$

$$\psi_{L,k} := 0.55 \quad \text{Kutistumaa tarkasteltaessa}$$

$$\varphi_t := 2 \quad \text{Virumaluku}$$

$$EA_{cc}(\psi_L) := \frac{EA_c}{1 + \psi_L \cdot \varphi_t}$$

$$EI_{cc}(\psi_L) := \frac{EI_c}{1 + \psi_L \cdot \varphi_t}$$

$$EI_{cc\_a}(\psi_L) := EI_{cc}(\psi_L) + EI_a$$

$$EA_{cc\_a}(\psi_L) := EA_{cc}(\psi_L) + EA_a$$

$$\alpha_{ic}(\psi_L) := \frac{e_i^2}{EI_{cc\_a}(\psi_L)} \cdot \frac{EA_{cc}(\psi_L) \cdot EA_a}{EA_{cc\_a}(\psi_L)} \quad \alpha_{ic}(\psi_{L,v}) = 2.156$$

$$\alpha_{ic}(\psi_{L,k}) = 2.44$$

$$EI_{com,c}(\psi_L) := (1 + \alpha_{ic}(\psi_L)) \cdot EI_{cc\_a}(\psi_L) \quad EI_{com,c}(\psi_{L,v}) = 60.636 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{com,c}(\psi_{L,k}) = 69.073 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

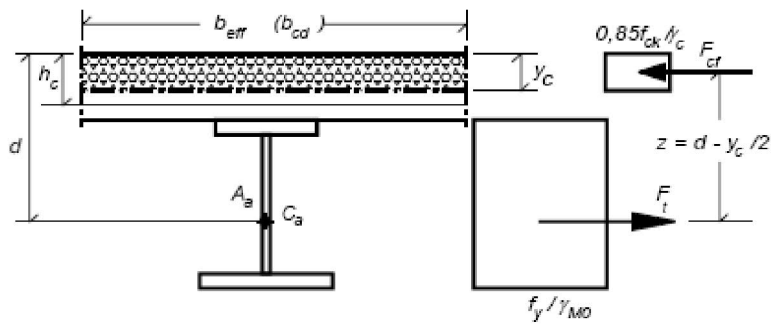
**Taivutuskestävyys**

$$R_c := f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c = 2.295 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_s := f_{yd} \cdot A_a = 1.91 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_w := f_{yd} \cdot t_w \cdot (h_{palkki} - 2t_f) = 702.211 \cdot \text{kN}$$

PNA:n sijainti



$$\text{PNA\_laatan\_sisällä} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } R_c \geq R_s \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{PNA\_laatan\_sisällä} = \text{"OK"}$$

$$\text{PNA\_teräsprofiilin\_laipassa} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } R_w \leq R_c < R_s \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{PNA\_teräsprofiilin\_laipassa} = \text{"EI"}$$

$$\text{PNA\_teräsprofiilin\_uumassa} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } R_c < R_w \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{PNA\_teräsprofiilin\_uumassa} = \text{"EI"}$$

### PNA betonissa

$$x_{pl} := \frac{R_s \cdot h_c}{R_c} = 99.883 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd1} := R_s \cdot (0.5 \cdot h_{palkki} + h_p + h_c - 0.5 \cdot x_{pl}) \quad M_{pl.Rd1} = 512.06 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### PNA laipassa

$$x_{pl} := \frac{R_s - R_c}{2 \cdot f_{yd} \cdot b_f} + h_c = 116.387 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd21} := R_s \cdot (0.5 \cdot h_{palkki} + 0.5 \cdot h_c + h_p) - (R_s - R_c) \cdot 0.5 \cdot (x_{pl} + h_p) = 524.469 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd2} := R_s \cdot \frac{h_{palkki}}{2} + R_c \cdot \left( \frac{h_c}{2} + h_p \right) = 534.398 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### PNA uumassa

$$x_{pl} := \frac{R_c}{2 \cdot f_{yd} \cdot t_w} = 455.267 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd3} := M_{pl.a.Rd} + R_c \cdot \left( \frac{h_{palkki} + h_c}{2} + h_p \right) - 2 \cdot f_{yd} \cdot x_{pl} \cdot t_w \cdot (0.5 \cdot x_{pl}) = 292.773 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastinen momenttikestävyys

$$M_{pl.Rd} := \begin{cases} M_{pl.Rd1} & \text{if PNA_laatan_sisällä} = \text{"OK"} \\ M_{pl.Rd2} & \text{if PNA_teräsprofiilin_laipassa} = \text{"OK"} \\ M_{pl.Rd3} & \text{if PNA_teräsprofiilin_uumassa} = \text{"OK"} \end{cases} \quad M_{pl.Rd} = 512.06 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### Leikkausliittimet

Kannatin tappi S500

$$D := 19 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

Tyssän korkeus

$$t_{sc} := 20 \text{ mm}$$

Tapin pituus

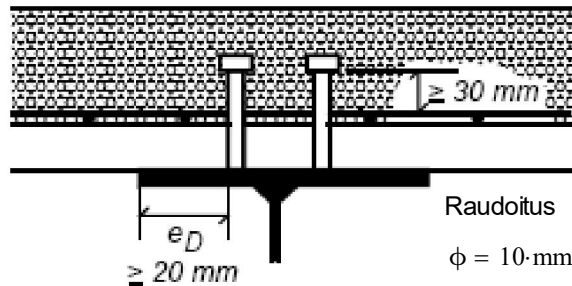
$$h_{sc} := \max(100 \text{ mm}, h_p + 2 \cdot \phi + 30 \text{ mm}) = 100 \cdot \text{mm}$$

$$h_{sc.min} := \left[ \sqrt{2} \cdot \frac{0.75}{0.7} \cdot \left( \frac{h_p}{b_0} \right) + 1 \right] \cdot h_p$$

$$h_{sc.min} = 71.043 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Täyttyykö}_{c_{nom}} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } h_{sc} + c_{nom} + t_{sc} \leq h_c + h_p \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Täyttyykö}_{c_{nom}} = \text{"OK"}$$



Poimut palkin suunnassa

$$h_{sc} > h_{sc.min} = 1$$

Edellisen ehdon vuoksi voidaan käyttää

$$\frac{h_{sc}}{D} = 5.263 \quad k_T := 1.0 \quad \alpha := 1$$

Kestävyyden pienennyskerroin

$$k_{t,max} := \begin{cases} 0.75 & \text{if } n_T = 1 \\ 0.6 & \text{if } n_T = 2 \end{cases}$$

$$k_t := \min \left[ k_{t,max}, \frac{0.7}{\sqrt{n_T}} \cdot \left( \frac{b_0}{h_p} \right) \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \right]$$

$$k_t = 0.75$$

**Leikkauskestävyys**

$$f_{u.sc} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_{M2} := 1.25 \quad \gamma_v := \gamma_{M2}$$

$$A_v := \pi \cdot \left( \frac{D}{2} \right)^2 \quad A_v = 283.529 \cdot \text{mm}^2$$

$$P_{Rd.a} := 0.8 \cdot f_{u.sc} \cdot \frac{A_v}{\gamma_v} \quad P_{Rd.a} = 90.729 \cdot \text{kN}$$

$$P_{Rd.c} := 30.45 \cdot \alpha \cdot \frac{D^2}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{\text{MPa}} \right)^{0.3}} \cdot \sqrt{\text{MPa}} \quad P_{Rd.c} = 83.121 \cdot \text{kN}$$

$$P_{Rd} := \begin{cases} \min(P_{Rd.a}, P_{Rd.c}) & \text{if Onko\_liittolevy} = \text{"false"} \\ k_t \cdot \min(P_{Rd.a}, P_{Rd.c}) & \text{if Onko\_liittolevy} = \text{"true"} \end{cases} \quad P_{Rd} = 62.341 \cdot \text{kN}$$

**Leikkausliitoksen aste****Jännitysresultantti**

$$F_{cf} := \min(R_s, R_c) \quad F_{cf} = 1.91 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Liittimien määrä plastiselle kestävyydelle**

$$N_f := \text{ceil} \left( \frac{F_{cf}}{P_{Rd}} \right) = 31$$

**Leikkausliitoksen vähimmäisaste**

$$\eta := \begin{cases} \max \left[ 0.4, \min \left[ 1 - \left( \frac{355 \text{ MPa}}{f_y} \right) \cdot \left( 0.75 - 0.03 \cdot \frac{L_e}{\text{m}} \right), 1 \right] \right] & \text{if Onko\_liittolevy} = \text{"false"} \\ \max \left[ 0.4, \min \left[ 1 - \left( \frac{355 \text{ MPa}}{f_y} \right) \cdot \left( 1 - 0.04 \cdot \frac{L_e}{\text{m}} \right), 1 \right] \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\eta = 0.4$$

**Käytetään astetta**

$$\eta_w := 0.75$$

**Liitinten määrä leikkausliitoksen asteelle**

$$N_w := \text{ceil}(\eta \cdot N_f) \quad N = 24$$

**Liittimet matkalle**

$$L_s := \frac{L_e}{2} \quad L_s = 4.5 \text{ m}$$

**Tappijako**

$$s_{I,vaad} := \frac{L_s \cdot n_T}{N}$$

$$s_{I,vaad} = 187.5 \cdot \text{mm}$$

Valitaan

$$s_I := 187.5 \text{ mm}$$

$$\text{Tappi} := \frac{s_I}{s_{I,vaad}}$$

$$\text{Tappi} = 100\%$$

### Osittaisen leikkausliitoksen momenttikestävyys

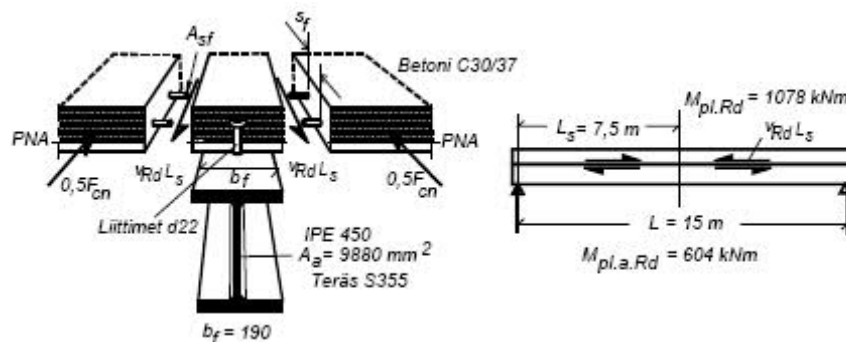
$$M_{Rdi} := M_{pl.a.Rd} + \eta \cdot (M_{pl.Rd} - M_{pl.a.Rd})$$

$$M_{pl.a.Rd} = 223.082 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd} = 512.06 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rdi} = 439.816 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### Poikittainen rauditus



Voima  $F_{cn}$

$$F_{cn} := \frac{b_{eff} - b_f}{b_{eff}} \cdot \eta \cdot F_{cf}$$

$$F_{cn} = 1.242 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Joustava liitos

$$v_{Ed} := \frac{1}{2} \cdot \frac{F_{cn}}{L_s}$$

$$v_{Ed} = 137.963 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tankoväli

$$s_f := s_I = 0.188 \text{ m}$$

$\cot\theta_f$  on 1 ja 2 välillä

$$\cot\theta_f := 1.5$$

Poikittaisen raudoituksen pinta -ala

$$A_{sf} := \frac{s_f \cdot V_{Ed}}{f_{sd} \cdot \cot \theta_f}$$

$$A_{sf} = 39.664 \cdot \text{mm}^2$$

Raudoitus

$$\phi \equiv 10 \text{mm}$$

$$A_{\phi} := \pi \cdot \left( \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$A_{\phi} = 78.54 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Raudoitusmäärä} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } A_{sf} \leq A_{\phi} \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Raudoitusmäärä} = \text{"OK"}$$

$$\text{Raudoitus} := \frac{A_{sf}}{A_{\phi}}$$

$$\text{Raudoitus} = 50.502 \cdot \%$$

### Mitoitus

Murtorajatila

$$M_{Ed} := 285 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 285 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momenttikestävyys} := \frac{M_{Ed}}{M_{Rdi}}$$

$$\text{Momenttikestävyys} = 64.8 \cdot \%$$



## Palkin mitoitus

## Mitat

$$L := 10\text{m}$$

Palkin mitta

$$L_e := L = 10\text{m}$$

Palkin tehollinen/ekvivalentti mitta

Ominaislujuudet ja osavarmuuskertoimet  
1-rakenneluokka

Betonin lujuusluokka C30/37

$$f_{ck} := 30\text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ck.cube} := 37\text{MPa}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17\text{MPa}$$

$$E_{cm} := 22000\text{MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8\text{MPa}}{10\text{MPa}} \right)^{0.3} = 32.837\text{GPa}$$

Betonin puristus osan leveys

$$b_{eff} := 2 \cdot \frac{L_e}{8} = 2.5\text{m}$$

Betonilaatan toimiva paksuus

$$h_c := 160\text{mm}$$

$$I_c := \frac{b_{eff} h_c^3}{12}$$

$$I_c = 8.533 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$A_c := h_c \cdot b_{eff}$$

$$A_c = 4 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$EI_c := E_{cm} \cdot I_c$$

$$EI_c = 28.021 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_c := E_{cm} \cdot A_c$$

$$EA_c = 1.313 \times 10^4 \cdot \text{MN}$$

Harjateräs

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := f_{sk}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$E_s := 210 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Palkki IPE 400

$$h_{\text{palkki}} := 400 \text{ mm}$$

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$E_a := 210 \text{ GPa}$$

$$\gamma_{M0} := 1.0 \quad \gamma_a := \gamma_{M0}$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_a} = 355 \cdot \text{MPa}$$

$$b_f := 180 \text{ mm}$$

Laipan leveys

$$t_f := 13.5 \text{ mm}$$

$$t_w := 8.6 \text{ mm}$$

$$A_a := 8446 \text{ mm}^2$$

$$I_a := 231.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl.a} := 1307 \cdot \text{cm}^3$$

$$EI_a := E_a \cdot I_a$$

$$EI_a = 48.573 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_a := E_a \cdot A_a$$

$$EA_a = 1773.66 \cdot \text{MN}$$

$$M_{pl.a.Rd} := \frac{W_{pl.a} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl.a.Rd} = 463.985 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittolevy CS48

$$h_p := 0 \text{ mm}$$

Poimun korkeus

$$b_o := 151 \text{ mm}$$

$$t_p := 1 \text{ mm}$$

Levyn paksuus

## Geometria

$$e_{aj} := \frac{h_{palkki}}{2}$$

$$e_{aj} = 200 \cdot \text{mm}$$

$$e_i := h_p + \frac{h_c}{2} + e_{aj}$$

$$e_i = 280 \cdot \text{mm}$$

## Kuorma

$$q_k := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorma

$$r_{lt} := 70\%$$

Pitkäaikaiskuorman osuus hyötykuormasta

$$q_{k.lt} := r_{lt} \cdot q_k = 7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorman pitkäaikaiskuorma

## Teräs

$$g_{k.t} := g \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

## Betonilaatta

$$g_{k.b} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left( h_c + \frac{h_p}{2} \right)$$

$$g_{k.b} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## Poimulevy

$$g_{k.p} := 1.5 \cdot t_p \cdot g_{k.t}$$

$$g_{k.p} = 0.115 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## Palkki

$$g_{k.a} := A_a \cdot g_{k.t}$$

$$g_{k.a} = 0.65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Lyhytkaikainen kuorma

$$P_k := \left[ (g_{k.b} + g_{k.p}) \cdot (L_{p1}) + g_{k.a} \right] + q_k \cdot L_{p1}$$

$$P_k = \blacksquare \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_d := 1.15 \cdot \left[ (g_{k.b} + g_{k.p}) \cdot (L_{p1}) + g_{k.a} \right] + 1.5 \cdot q_k \cdot L_{p1}$$

$$P_d = \blacksquare \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Pitkäaikaiset kuormat

$$P_{k.lt} := \left[ (g_{k.b} + g_{k.p}) \cdot (L_{p1}) + g_{k.a} \right] + q_{k.lt} \cdot L_{p1}$$

$$P_{k.lt} = \blacksquare \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## Muunnettu jäyhyysmomentti

$$n := \frac{E_a}{E_{cm}}$$

$$n = 6.395$$

$$e_c := \frac{h_c}{2}$$

$$e_c = 80 \cdot \text{mm}$$

$$e_a := h_c + \frac{h_{\text{palkki}}}{2}$$

$$e_a = 360 \cdot \text{mm}$$

$$A_m := A_a + \frac{A_c}{n}$$

$$e_{\text{top}} := \frac{\frac{e_c \cdot A_c}{n} + e_a \cdot A_a}{A_m}$$

$$e_{\text{top}} = 113.312 \cdot \text{mm}$$

$$I_m := I_a + \frac{I_c}{n} + e_c^2 \cdot \frac{A_c}{n} + e_a^2 \cdot A_a - e_{\text{top}}^2 \cdot A_m$$

$$I_m = 9.481 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$\frac{671.2 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4}{I_m} = 0.708$$

$$E_a \cdot I_m = 1.991 \times 10^8 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$$

Taipuma karakteristisesta hyötykuormasta

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot l_m \cdot L_e^4}{E_a \cdot I_m}$$

$$\delta = 6.54 \cdot \text{mm}$$

### Liittopalkin taivutusjäykkyys

Lyhytaikainen jäykkyys

$$EI_{c\_a} := EI_c + EI_a$$

$$EA_{c\_a} := EA_c + EA_a$$

$$\alpha_i := \frac{e_i^2}{EI_{c\_a}} \cdot \frac{EA_c \cdot EA_a}{EA_{c\_a}}$$

$$\alpha_i = 1.6$$

$$EI_{\text{com}} := (1 + \alpha_i) \cdot EI_{c\_a}$$

$$EI_{\text{com}} = 199.105 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Pitkäaikainen jäykkyys

Virumavaikutuksen tehokerroin

$$\psi_{L,v} := 1.1$$

Virumaa tarkasteltaessa

$$\psi_{L,k} := 0.55$$

Kutistumaa tarkasteltaessa

$$\varphi_t := 2$$

Virumaluku

$$EA_{cc}(\psi_L) := \frac{EA_c}{1 + \psi_L \cdot \varphi_t}$$

$$EI_{cc}(\psi_L) := \frac{EI_c}{1 + \psi_L \cdot \varphi_t}$$

$$EI_{cc\_a}(\psi_L) := EI_{cc}(\psi_L) + EI_a$$

$$EA_{cc\_a}(\psi_L) := EA_{cc}(\psi_L) + EA_a$$

$$\alpha_{ic}(\psi_L) := \frac{e_i^2}{EI_{cc\_a}(\psi_L)} \cdot \frac{EA_{cc}(\psi_L) \cdot EA_a}{EA_{cc\_a}(\psi_L)}$$

$$\alpha_{ic}(\psi_{L.v}) = 1.694$$

$$\alpha_{ic}(\psi_{L.k}) = 1.75$$

$$EI_{com.c}(\psi_L) := (1 + \alpha_{ic}(\psi_L)) \cdot EI_{cc\_a}(\psi_L)$$

$$EI_{com.c}(\psi_{L.v}) = 154.427 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{com.c}(\psi_{L.k}) = 170.25 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

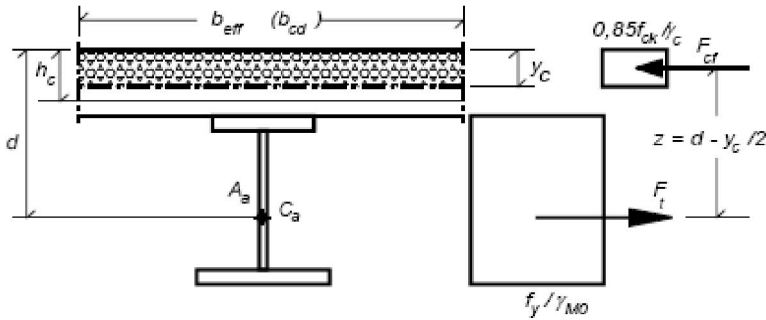
### Taivutuskestävyys

$$R_c := f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c = 6.8 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_s := f_{yd} \cdot A_a = 2.998 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_w := f_{yd} \cdot t_w \cdot (h_{palkki} - 2t_f) = 1.139 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

PNA:n sijainti



$$PNA\_laatan\_sisällä := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } R_c \geq R_s \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$PNA\_laatan\_sisällä = \text{"OK"}$$

$$PNA\_terasprofiilin\_laipassa := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } R_w \leq R_c < R_s \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$PNA\_terasprofiilin\_laipassa = \text{"EI"}$$

$$\text{PNA\_teräsprofiilin\_uumassa} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } R_c < R_w \\ \text{"EI"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{PNA\_teräsprofiilin\_uumassa} = \text{"EI"}$$

**PNA betonissa**

$$x_{pl} := \frac{R_s \cdot h_c}{R_c} = 70.549 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd1} := R_s \cdot (0.5 \cdot h_{palkki} + h_p + h_c - 0.5 \cdot x_{pl}) \quad M_{pl.Rd1} = 973.634 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**PNA laipassa**

$$x_{plw} := \frac{R_s - R_c}{2 \cdot f_{yd} \cdot b_f} + h_c = 130.253 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd21} := R_s \cdot (0.5 \cdot h_{palkki} + 0.5 \cdot h_c + h_p) - (R_s - R_c) \cdot 0.5 \cdot (x_{pl} + h_p) = 1.087 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd2} := R_s \cdot \frac{h_{palkki}}{2} + R_c \cdot \left( \frac{h_c}{2} + h_p \right) = 1.144 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**PNA uumassa**

$$x_{plw} := \frac{R_c}{2 \cdot f_{yd} \cdot t_w} = 1.114 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd3} := M_{pl.a.Rd} + R_c \cdot \left( \frac{h_{palkki} + h_c}{2} + h_p \right) - 2 \cdot f_{yd} \cdot x_{pl} \cdot t_w \cdot (0.5 \cdot x_{pl}) = -1.418 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**Plastinen momenttikestävyys**

$$M_{pl.Rd} := \begin{cases} M_{pl.Rd1} & \text{if PNA\_laatan\_sisällä} = \text{"OK"} \\ M_{pl.Rd2} & \text{if PNA\_teräsprofiilin\_laipassa} = \text{"OK"} \\ M_{pl.Rd3} & \text{if PNA\_teräsprofiilin\_uumassa} = \text{"OK"} \end{cases} \quad M_{pl.Rd} = 973.634 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

**Betonilaatan taivutusmitoitus murtorajatilassa**

$$\lambda := 0.8 \quad \eta := 1$$

**Alapinnan vetoteräksset**

Lähtöarvot:

$$\text{Leveys:} \quad b := 2500 \text{ mm}$$

$$\text{Korkeus:} \quad h := 160 \text{ mm}$$

$$\text{Betonipeitteen nimellisarvo:} \quad c_{\text{nom}} := 30 \text{ mm}$$

Betoni:

$$\text{Puristuslujuus:} \quad f_{\text{ck}} := 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Osavarmuusluku:} \quad \gamma_{\text{c}} := 1.5$$

$$\text{Puristuslujuuden mitoitussarvo:} \quad f_{\text{cd}} := 0.85 \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{c}}} = 17 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Vetolujuus:} \quad f_{\text{ctm}} := 0.3 \left( \frac{f_{\text{ck}}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 2.896 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{ctm,fl}} := \max \left[ \left( 1.6 - \frac{h}{1000 \text{ mm}} \right) f_{\text{ctm}}, f_{\text{ctm}} \right] = 4.171 \cdot \text{MPa}$$

Teräs:

$$\text{Teräksen kimmokerroin:} \quad E_{\text{s}} := 210 \text{ GPa}$$

$$\text{Puristuslujuus:} \quad f_{\text{yk}} := 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Osavarmuusluku:} \quad \gamma_{\text{s}} := 1.15$$

$$\text{Vetolujuuden mitoitussarvo:} \quad f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{s}}} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Pääteräs (halk):} \quad \varphi_{\text{s}} := 16 \text{ mm}$$

$$\text{Jakoteräs (halk):} \quad \varphi_{\text{sw}} := 8 \text{ mm}$$

Mitoitus:

$$\text{Tehollinen korkeus:} \quad d := h - c_{\text{nom}} - \frac{1.1 \varphi_{\text{s}}}{2} - 1.1 \cdot \varphi_{\text{sw}} = 0.112 \cdot \text{m}$$

$$\text{Raudituksen vähimmäisala:} \quad A_{\text{s,min}} := \min \left( 0.0013 \cdot d, 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}} \cdot d}{f_{\text{yk}}} \right) = 146.12 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

## Tasapainomurtuminen

Suhteellinen puristuspuunnan korkeus tasapainomurtumisen sattuessa kerrottuna 0,9:llä sitkeyden takaamiseksi:

$$\beta_{bd} := 0.493$$

$$\beta := 0.9 \cdot \beta_{bd} = 0.444$$

Suhteellinen momentti tasapainomurtumisen sattuessa:

$$\mu := \beta \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 0.345$$

Vetorausduksen määrä:

$$A_s := \beta \cdot d \cdot \eta \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1.95 \times 10^3 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Maksimi momenttikestävyys:

$$m_{rd} := \mu \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot d^2 = 74.154 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{rd} := m_{rd} \cdot b = 185.385 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

## Taivutusjäykkyys

Taivutusvastus:

$$W := \frac{b \cdot h^2}{6} = 1.067 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

Kriittinen halkeilumomentti:

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot I = 44.49 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Betonin kimmokerroin:

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 32.837 \cdot \text{GPa}$$

Kimmokerroinsuhde:

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.395$$

Raudoitussuhde:

$$\rho := \frac{A_s}{d} = 0.017$$

Puristetun osan korkeus

$$x_c := \frac{\beta \cdot d}{\lambda} = 62.34 \cdot \text{mm}$$

Betonin jäyhysmomentti:

$$I_c := b \cdot \left[ \frac{h^3}{12} + h \cdot \left( \frac{h}{2} - x_c \right)^2 + d^3 \cdot (\alpha_e - 1) \cdot \rho \cdot \left( 1 - \frac{x_c}{d} \right)^2 \right] = 1.044 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Taivutusjäykkyys:

$$EI_I := E_{cm} \cdot I_c = 3.428 \times 10^7 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$$



	$EI_{II} := E_s \cdot A_s \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\beta}{\lambda}\right) \cdot \left(1 - \frac{\beta}{\lambda \cdot 3}\right) = 4.695 \times 10^6 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$
Tehollinen jäykkyys:	$\beta_1 := 0.5$
	$\xi := 1 - \beta_1 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{rd}}\right)^2 = 0.971$
	$EI_{ef} := \xi \cdot EI_{II} + (1 - \xi) \cdot EI_I = 5.547 \times 10^6 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$
Liittopalkin taivutusjäykkyys:	$EI_{com} := 1.99105 \cdot 10^8 \text{N} \cdot \text{m}^2$
Liittorakenteen plastinen momenttikestävyys:	$M_{Rd,liitto} := 973.634 \text{kN} \cdot \text{m}$
IPE 500	
Myötölujuus:	$f_y := 355 \text{MPa}$
Osavarmuusluku:	$\gamma_{M0} := 1$
Plastinen taivutusvastus:	$W_{pl} := 2194 \cdot 10^3 \text{mm}^3$
Jäyhyyssmomentti:	$I_y := 482 \cdot 10^6 \text{mm}^4$
Plastinen momenttikestävyys:	$M_{a,rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 778.87 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Kokonaismomenttikestävyys:	$M_{Rd1} := M_{a,rd} + M_{rd} = 964.255 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Taivutusjäykkyys:	$EI_a := E_s \cdot I_y = 1.012 \times 10^8 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$
Yhdistetty taivutusjäykkyys:	$EI_{yhd1} := EI_{ef} + EI_a = 1.068 \times 10^8 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$
	$\frac{EI_{yhd1}}{EI_{com}} = 0.536$
HEA 360	
Myötölujuus:	$f_y := 355 \text{MPa}$
Osavarmuusluku:	$\gamma_{M0} := 1$
Plastinen taivutusvastus:	$W_{pl} := 2088 \cdot 10^3 \text{mm}^3$
Jäyhyyssmomentti:	$I_y := 330.9 \cdot 10^6 \text{mm}^4$

Plastinen  
momenttikestävyys:

$$M_{\text{pl1}} := \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 741.24 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kokonaismomenttikestävyys:

$$M_{\text{Rd2}} := M_{\text{a,rd}} + M_{\text{rd}} = 926.625 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusjäykkyys:

$$EI_{\text{yhd}} := E_s \cdot I_y = 6.949 \times 10^7 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$$

Yhdistettytaivutusjäykkyys:

$$EI_{\text{yhd2}} := EI_{\text{ef}} + EI_{\text{a}} = 7.504 \times 10^7 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$$

$$\frac{EI_{\text{yhd2}}}{EI_{\text{com}}} = 0.377$$

T-laattapalkki

Leveys

$$b_w := 400 \text{ mm}$$

:

Laatan korkeus:

$$h_f := h = 160 \cdot \text{mm}$$

Palkin korkeus:

$$h := 770 \text{ mm}$$

Mitoitusmomentti:

$$M_{\text{Ed}} := M_{\text{Rd,liitto}}$$

Pääteräs 4T32:

$$\Phi_s := 32 \text{ mm}$$

$$A_{s1} := \pi \cdot (0.5 \cdot \Phi_s)^2 = 804.248 \cdot \text{mm}^2$$

Hakateräs T8k200:

$$\Phi_{\text{sw}} := 8 \text{ mm} \quad \alpha := \frac{\pi}{2}$$

$$s_{\text{sw}} := 200 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sw1}} := \pi \cdot (0.5 \cdot \Phi_{\text{sw}})^2 = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{sw}} := A_{\text{sw1}} \cdot 2 = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

Tehollinen korkeus:

$$d := h - c_{\text{nom}} - 1.1 \cdot \Phi_{\text{sw}} - \frac{1.1 \cdot \Phi_s}{2} = 0.714 \text{ m}$$

Tehollinen leveys:

$$b_{\text{eff}} := 2500 \text{ mm}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu := \frac{M_{\text{Ed}}}{f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d^2} = 0.045$$

Puristusvyöhykkeen korkeus:

$$\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.046$$

Tarkistetaan ulottuuko puristusvyöhyke palkin uumaan:

$$d \cdot \beta \leq h_F = 1$$

Puristusvyöhyke on laipassa ja poikkileikkaus mitoitetaan kuten suorakaidepalkki pois lukien, että puristusvyöhykkeen leveys on  $b_{eff}$ .

Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\omega := \beta$$

Vaadittu rauditusala:

$$A_{s,req} := \omega \cdot b_{eff} \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3.212 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Valitaan vetoteräksät:

$$A_{AP} := 4 \cdot A_{s1} = 3.217 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Mekaaninen raudoitussuhde valituilla teräksillä:

$$\omega := \frac{A_{AP} \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd}} = 0.046$$

Puristusvyöhykkeen korkeus:

$$\beta := \omega$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu := \beta \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 0.045$$

Momenttikestävyys valituilla teräksillä:

$$M_{Rd,c} := \mu \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot d^2 \cdot b_{eff} = 975.091 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusjäykkyys

Betonin vetolujuus:

$$f_{ctm} := \max \left[ \left( 1.6 - \frac{h}{1000 \text{mm}} \right) f_{ctm}, f_{ctm} \right] = 2.896 \cdot \text{MPa}$$

Betonin kimmokerroin:

$$E_{cm} := 22000 \text{MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8 \text{MPa}}{10 \text{MPa}} \right)^{0.3} = 32.837 \cdot \text{GPa}$$

Kimmokerroinsuhde:

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.395$$

Raudoitussuhde:

$$\rho := \frac{A_{AP}}{d \cdot b_w} = 0.011$$

Puristetun osan korkeus:

$$x_{cl} := \frac{b_{eff} \cdot \frac{h_f^2}{2} + b_w \cdot (h - h_f) \cdot \left[ h - \frac{(h - h_f)}{2} \right] + d \cdot A_{AP} \cdot (\alpha_e - 1)}{b_{eff} \cdot h_f + b_w \cdot (h - h_f) + A_{AP} \cdot (\alpha_e - 1)} = 0.239 \text{m}$$

$$x_{cl,1} := \frac{[h_f(b_{eff} - b_w) + \alpha_e \cdot A_{AP}]}{b_w} = -0.891 \text{m}$$

$$x_{cII.2} := \frac{\sqrt{\left[h_f(b_{eff} - b_w) + \alpha_e \cdot A_{AP}\right]^2 - 4 \cdot \frac{b_w}{2} \cdot \left[\frac{-1}{2} \cdot h_f^2 \cdot (b_{eff} - b_w) - \alpha_e \cdot A_{AP} \cdot d\right]}}{b_w} = 1.001 \text{ m}$$

$$x_{cII} := x_{cII.1} + x_{cII.2} = 0.11 \text{ m}$$

$$I_{cI} := b_w \cdot \left[ \frac{h^3}{12} + h \cdot \left( \frac{h}{2} - x_c \right)^2 + d^3 \cdot (\alpha_e - 1) \cdot \rho \cdot \left( 1 - \frac{x_c}{d} \right)^2 \right] = 5.465 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Betonin  
jäyhyysmomentti:

$$I_{cI.1} := \frac{b_{eff} \cdot h_f^3}{12} + b_{eff} \cdot h_f \cdot \left( x_{cI} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w \cdot (h - h_f)^3}{12} = 1.849 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{cI.2} := b_w \cdot (h - h_f) \cdot \left( h - x_{cI} - \frac{h - h_f}{2} \right)^2 = 1.25 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{cI.3} := (\alpha_e - 1) \cdot \left[ \pi \cdot \left( \frac{\Phi_s}{2} \right)^4 + A_{AP} \cdot (d - x_{cI})^2 \right] = 3.916 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{cI} := I_{cI.1} + I_{cI.2} + I_{cI.3} = 3.49 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{cII} := \frac{b_{eff} \cdot x_{cII}^3}{12} + b_{eff} \cdot x_{cII} \cdot \left( \frac{x_{cII}}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot \left[ \pi \cdot \left( \frac{\Phi_s}{2} \right)^4 + A_{AP} \cdot (d - x_{cII})^2 \right] = 8.605 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Taivutusjäykkyys:

$$EI_c := E_{cm} \cdot I_{cI} = 1.146 \times 10^9 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{II} := E_{cm} \cdot I_{cII} = 2.826 \times 10^8 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$$

Kriittinen  
halkeilumomentti:

$$M_{ctm.fl} := f_{ctm.fl} \cdot \frac{I_{cI}}{h - x_{cI}} = 190.279 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\beta_1 := 0.5$$

$$\xi := 1 - \beta_1 \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 = 0.981$$

Tehollinen  
jäykkyys:

$$EI_{ef} := \xi \cdot EI_{II} + (1 - \xi) \cdot EI_I = 2.991 \times 10^8 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$$

$$\frac{M_{\text{Rd1}}}{M_{\text{Rd.liitto}}} = 0.99$$

$$\frac{M_{\text{Rd2}}}{M_{\text{Rd.liitto}}} = 0.952$$

$$\frac{M_{\text{Rd.c}}}{M_{\text{Rd.liitto}}} = 1.001$$

$$\frac{EI_{\text{yhd1}}}{EI_{\text{com}}} = 0.536$$

$$\frac{EI_{\text{yhd2}}}{EI_{\text{com}}} = 0.377$$

$$\frac{EI_{\text{ef}}}{EI_{\text{com}}} = 1.502$$

$$M_{\text{Rd.liitto}} = 973.634 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$EI_{\text{com}} = 1.991 \times 10^8 \cdot \text{N} \cdot \text{m}^2$$

$$M_{\text{Rd1}} = 964.255 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$EI_{\text{yhd1}} = 106.767 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$M_{\text{Rd2}} = 926.625 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$EI_{\text{yhd2}} = 75.036 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$M_{\text{Rd.c}} = 975.091 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$EI_{\text{ef}} = 299.052 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

## EC 2 with FINNISH NA - RECTANGULAR BEAM (ULS DESIGN)

version 1.2, February 2009. Authorized use for Pöyry Civil personnel only.

Project: Diplomityö, Liite 9

User: J.P.

Beam ID: Kaksiaukkoisen betonivälipohjan 1200x500 palkki

Author: K. De Bleser

### SECTION PROPERTIES

**Cross section**  $h =$  **1200** mm  $b =$  **500** mm

#### Top reinforcement

One layer ▼

(blue bars in drawing, under compression for positive moments)

4 bars ▼

$\Phi = 25$  mm ▼

$A_{s2} = 1963$  mm<sup>2</sup>

$d_2 = 53$  mm

#### Bottom reinforcement

One layer ▼

(red bars in drawing, under tension for positive moments)

6 bars ▼

$\Phi = 25$  mm ▼

$A_{s1} = 2945$  mm<sup>2</sup>

$d_1 = 53$  mm

#### Stirrups

2-legged ▼

$\Phi = 10$  mm ▼

$s =$  **250** mm

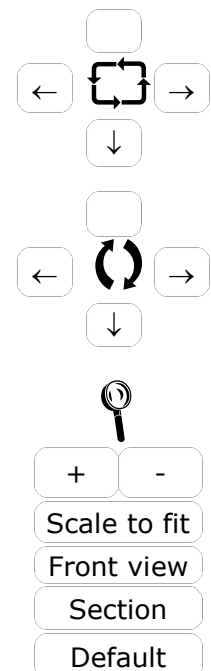
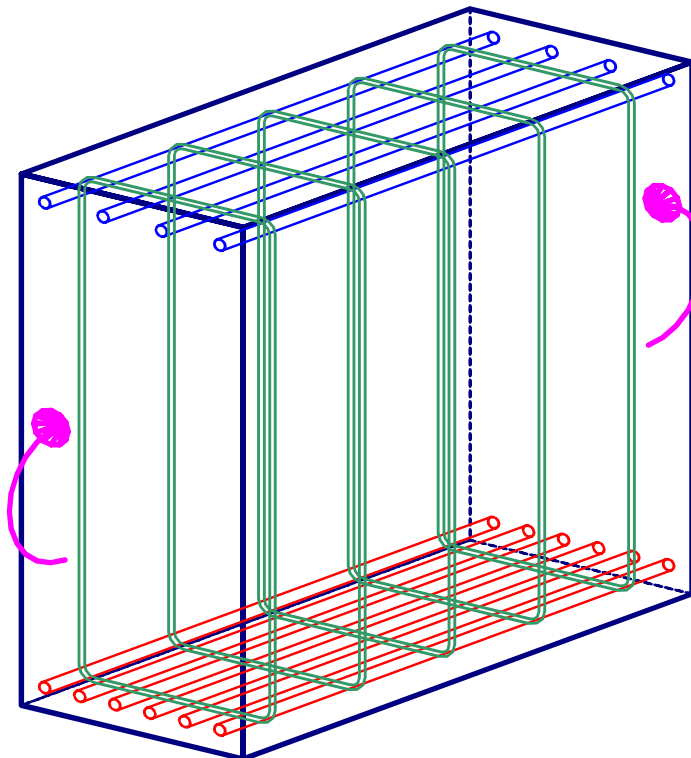
$\cot \theta =$  **2,5** -

**Nominal concrete cover  $c_{nom}$**

30 mm ▼

**Free distance between main reinforcement layers**

25 mm ▼



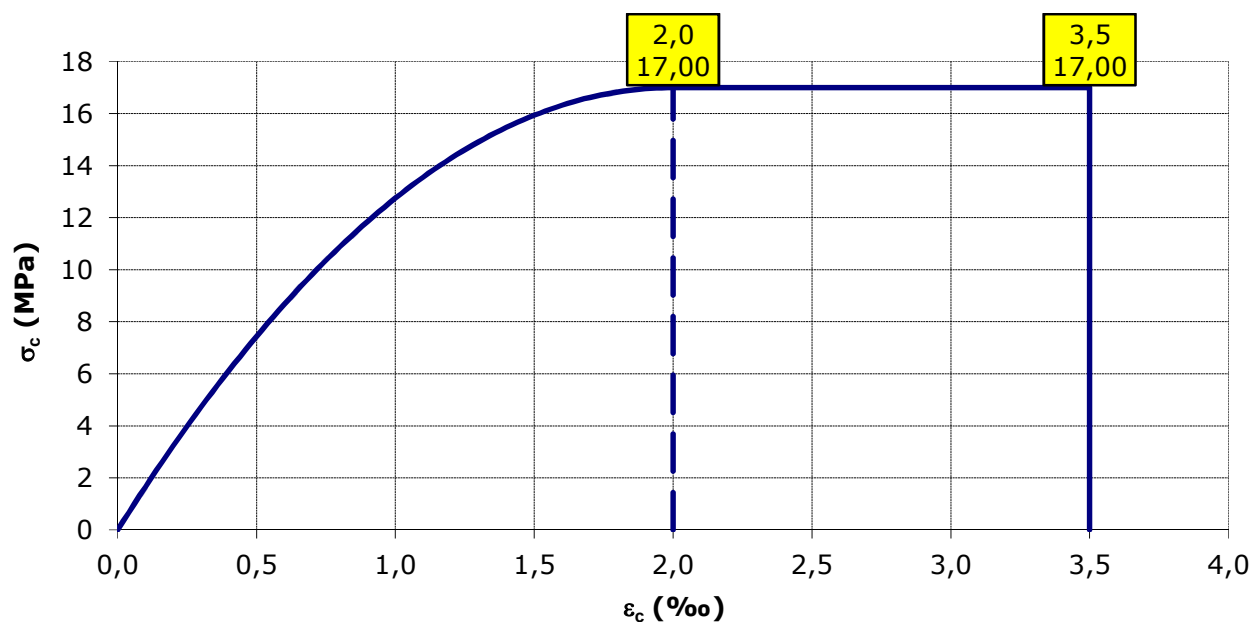
#### SHOW

- ☒ Bottom reinf'c't
- ☒ Top reinf'c't
- ☒ Outer stirrups
- ☒ Inner stirrups

## MATERIAL PROPERTIES

### Concrete

C30/37 ▼

 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ 
 $\gamma_c = 1,50 \text{ -}$ 
 $\alpha_{cc} = 0,85 \text{ -}$ 


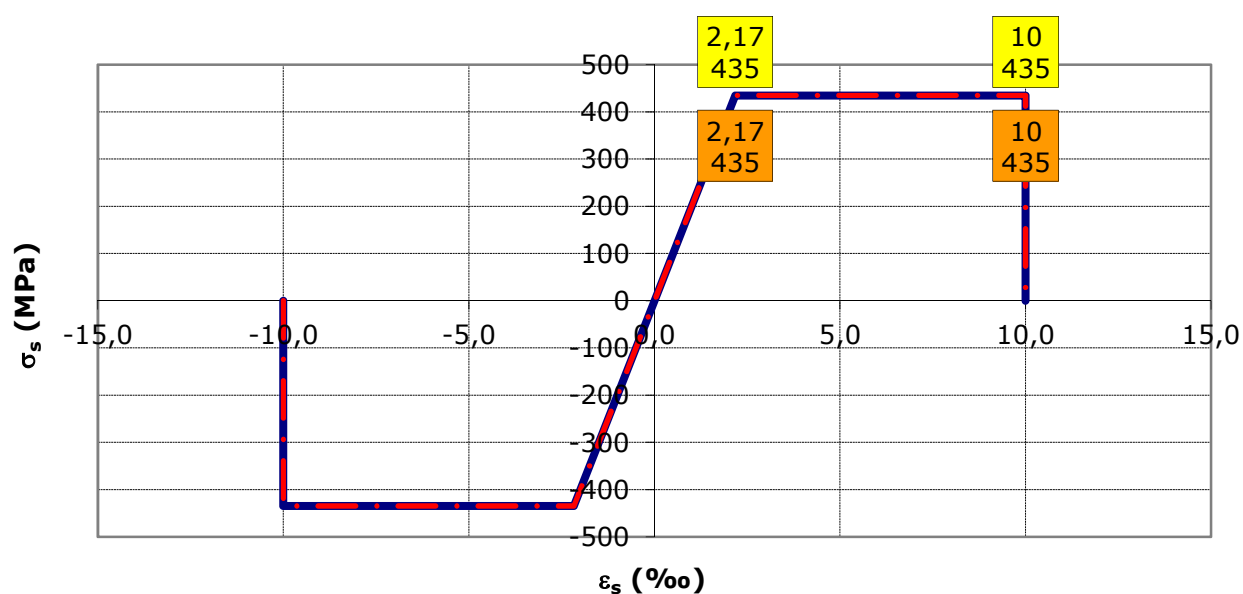
### Main reinforcement

500 MPa ▼

 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ 
 $\gamma_s = 1,15 \text{ -}$ 
 $E_s = 200 \text{ GPa}$ 
 $\epsilon_{uk} = 10 \text{ ‰}$ 

### Stirrups

500 MPa ▼

 $f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$ 
 $\gamma_s = 1,15 \text{ -}$ 
 $E_s = 200 \text{ GPa}$ 


## LOADS

Normal or accidental load ?

Normal

## CALCULATION RESULTS

### \* **Bending downwards** *(positive moment, tension in the bottom reinforcement)*

Height of the compressed zone: 165,8 mm

Capacity for bending: **MRd = 1395,2 kNm**

Stress and strain levels at moment of failure:

	$\epsilon$ (‰)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )
at the top of the concrete	1,69	16,59
in the top reinforcement layer	1,15	230,75
in the bottom reinforcement layer	-10,00	-434,78
at the bottom of the concrete	-10,53	0,00

Manner of failure: the top concrete will be in the ELASTIC zone,  
the bottom reinforcement will reach its BREAKING POINT.

### \* **Bending upwards** *(negative moment, tension in the top reinforcement)*

Height of the compressed zone: 121,1 mm

Capacity for bending: **MRd = -939,4 kNm**

Stress and strain levels at moment of failure:

	$\epsilon$ (‰)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )
at the top of the concrete	-10,51	0,00
in the top reinforcement layer	-10,00	-434,78
in the bottom reinforcement layer	0,67	133,66
at the bottom of the concrete	1,18	14,14

Manner of failure: the bottom concrete will be in the ELASTIC zone,  
the top reinforcement will reach its BREAKING POINT.

### \* **Shear capacity in case of end support**

Limit capacity (EC2 formula 6.5)

VRd,lim = 2575 kN

Concrete shear capacity

VRd,c = 242,8 kN

Stirrup reinforcement shear capacity

VRd,s = 705,3 kN

Diagonal concrete compression limit

VRd,max = 1598,3 kN

Conclusion:

**VRd = 705,3 kN**

### \* **Shear capacity in case of intermediate support**

Limit capacity (EC2 formula 6.5)

VRd,lim = 2575 kN

Concrete shear capacity

VRd,c = 212,1 kN

Stirrup reinforcement shear capacity

VRd,s = 705,3 kN

Diagonal concrete compression limit

VRd,max = 1598,3 kN

Conclusion:

**VRd = 705,3 kN**

## CONCLUSION

The beam is correctly reinforced and can withstand moments and shear forces as calculated above.